

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA  
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

جامعة -البليدة 1-

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA 1



كلية التكنولوجيا

Faculté de Technologie

قسم الهندسة المدنية

Département de Génie Civil

## MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL

Pour l'obtention du diplôme master en Génie Civil

Option : Structure

## ETUDE PARASISMIQUE D'UNE STRUCTURE EN T (SS+RDC+10)

Présenté par:

**M<sup>elle</sup>.DOUIFI Chahinez**

Devant les membres de jury :

Mme. KERBOUA

U. Saad Dahleb-Blida

Presidente

Mme. CHERFA

U. Saad Dahleb-Blida

Examinatrice

Mr : AMELLAL OMAR

U. Saad Dahleb-Blida

Promoteur

Blida, Juin 2024

# Résumé

Ce projet consiste à étudier une structure en béton armé présentant une forme irrégulière en T (RDC+10+Sous-sol) contreventée par des portiques et des voiles, à usage multiples (habitation, commerce). Notre projet est implanté à Wilaya d'ALGER, zone de forte sismicité (Zone III).

Cette étude se compose à 6 chapitres :

La première partie c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment.

La deuxième partie c'est le pré dimensionnement et la descente des charges.

La troisième partie à été consacrée à l'étude des éléments secondaires.

L'étude dynamique de la structure à été entamée dans la quatrième partie par ETABS 2018 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements.

La cinquième partie comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (poutres, poteaux, voile).

La dernière partie c'est l'étude de fondation.

Ceci, en tenant compte de recommandations du BAEL91 modifiée99 et de règlements parasismiques algériens RPA99 v2003, CBA93.

## ملخص

يتكون هذا المشروع من دراسة مبنى من الخرسانة المسلحة يتميز بشكل غير منتظم , يتكون من طابق ارضي و عشرة طوابق محاط بأورقة و اشرعة للاستخدامات المتعددة (سكن, محلات تجارية) . يقع مشروعنا في ولاية الجزائر و هي منطقة زلزالية قوية (المنطقة 3) .

تتكون هذه الدراسة من ست فصول :

الجزء الأول هو الوصف العام للمشروع مع عرض للجانب المعماري لعناصر المبنى

الجزء الثاني هو اعطاء الابعاد الاولية للهيكل ونزول حمولة كل العناصر المكونة لها

خصص الجزء الثالث لدراسة العناصر الثانوية

بدأت الدراسة الديناميكية للهيكل في الجزء الرابع بواسطة برنامج ايتابس 2018 لتحديد الضغوط المختلفة بسبب الأحمال

الجزء الخامس يشمل دراسة تسليح العناصر المقاومة المختلفة للهيكل (عوارض، أعمدة، أشرعة)

الجزء الأخير هو دراسة الاساسات

هذا مع مراعاة توصيات CBA ، RPA 99/2003 المعدلة 99 ولوائح الزلازل الجزائرية 91 ، BAEL

## ***Abstract***

*This Project consists of studying a structure of a multi-purpose building with an irregular shape, consisting of ten floors plus a basement, for multiple uses (housing, shops). Our project is located in the Wilaya of ALGER, an area of strong seismicity (Zone III).*

*This study consists of six chapters:*

*The first part is the general description of the project with a presentation of the architectural aspect of the elements of the building.*

*The second part is the pre-sizing of the Structure and the descent of the loads.*

*The third part was devoted to the study of the secondary elements.*

*The dynamic study of the structure was started in the fourth part by ETABS 2018 in order to determine the different stresses due to the loads.*

*The fifth part includes the reinforcement of the various resistant elements of the structure (beams, posts, sails).*

*The last part is the foundation study.*

*These, taking into account the recommendations of the BAEL91, modified99 and the Algerian seismic regulations RPA 99/2003, CBA 93.*

# *Dédicace*

*Je dédie ce travail modeste à tous ceux qui me sont chers, du fond de mon cœur.*

## ***A ma très chère mère***

*Tu représentes pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager. Ta prière et ta bénédiction m'ont été un grand secours pour mener à bien mes études. Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que tu mérites pour tous les sacrifices depuis ma naissance, durant mon enfance et même à l'âge adulte.*

## ***A mon très cher père***

*A celui qui m'a fait une femme, ma source de vie ; d'amour et d'affection, à mon support qui était toujours à mes côtés pour me soutenir, à son sacrifice afin que rien n'entrave le déroulement de mes études.*

## ***A ma sœur et mon frère***

*A ma chère sœur Ichrak et mon cher frère Housseem pour l'amour qu'ils me réservent, qui m'encourager et de me soutenir tout Au long de mes études.*

## ***A mon cher oncle***

*A mon cher oncle Ahmed qui m'a vraiment aidé et supporté dans les moments difficiles pendant ma soutenance.*

## ***A mes chères amies***

*A tous mes amies Meriem, Ihssen, Selma, Nihed, Inchireh, Zahra, Lilya, Lyna qui sont toujours présents à mes côtés dans les moments difficiles.*

*A tous ceux que je porte dans mon cœur.*

## ***Remerciements***

*Chaque bienfait dans ce monde est attribué au créateur tout-puissant, je tiens à exprimer mon gratitude envers ALLAH, le clément et l'unique pour m'avoir donné la santé, la volonté et la force nécessaires pour entreprendre et terminer ce mémoire.*

*En premier lieu, ce travail n'aurait pas pu être aussi gratifiant et être réaliser l'aide et le soutien de M<sup>r</sup> AMELLAL. J'exprime mon profonde gratitude pour la qualité remarquable de son accompagnement, sa patience, sa rigueur et sa disponibilité tout au long de mon élaboration de ce mémoire.*

*Je tiens à remercier les membres de jury et le président(e) qui accepté de présider le jury de cette mémoire. J'exprime également ma gratitude envers l'examineur (rice) d'avoir accepté d'évaluer ce travail modeste.*

*Mes sacrés remerciements et profondes reconnaissance envers mes chers parents Sidali et Aicha, et ma sœur, mon frère pour leur amour, leur orientation, leur confiance et leur patience, sans que ce travail je n'aurais pas pu être réalisé.*

*Enfin, je tiens à exprimer ma gratitude envers mes amis pour leur soutien et leur assistance. Bien qu'ils ne soient pas tous repris dans cette petite liste, ils restent dans mes pensées et je leur exprime ma gratitude.*

## Table des matières

Résumé	
Abstract	
ملخص	
Dédicace	
Remerciements	
Table des matières	
Listes des figures	
Liste des tableaux	
Liste des symboles	
Introduction générale .....	1
Chapitre I : Présentation du projet et caractéristiques des matériaux .....	2
I.1 Introduction.....	3
I.2 Description du projet.....	3
I.3 Caractéristique géométrique du bâtiment .....	3
I.3.1 Dimensions en élévation .....	3
I.3.2 Dimensions en plan .....	3
I.4 Ossature.....	4
I.4.1 Les planchers.....	4
I.4.2 Maçonnerie.....	4
I.4.3 Acrotère.....	5
I.4.4 Escaliers .....	5
I.4.5 Ascenseurs.....	5
I.4.6 Les voiles.....	5
I.4.7 Balcon.....	5
I.5 Caractéristiques des matériaux constituant le béton armé [2] .....	6
I.5.1 Béton .....	6
I.5.1.1 Les matériaux composants le béton.....	6
I.5.1.2 Dosage de béton.....	6
I.5.1.3 Résistance caractéristique à la compression .....	7

I.5.1.4	Résistance caractéristique à la traction .....	7
I.5.1.5	Modules de déformation longitudinale du béton .....	7
I.5.1.6	Coefficient de poisson .....	8
I.5.1.7	Etats limites du béton .....	8
I.5.2	L'acier .....	10
I.5.2.1	Caractéristiques des aciers .....	10
I.5.2.2	contraintes de calcul de l'acier .....	10
I.5.2.3	les sollicitations .....	12
I.5.2.4	les combinaisons de calcul .....	12
Chapitre II :	Pré dimensionnement des éléments et descente de charge.....	14
II.1	Introduction .....	15
II.2	Pré dimensionnement des dalles.....	15
II.2.1	Plancher en corps creux .....	15
II.2.2	Plancher en Dalle pleine .....	16
II.3	Evaluation des charges et surcharges .....	17
II.3.1	Plancher à corps creux .....	17
II.3.2	Plancher dalle pleine .....	19
II.3.3	Maçonnerie .....	19
II.3.4	Acrotère.....	20
II.4	Pré dimensionnement des portiques .....	21
II.4.1	Les poutres .....	21
II.4.2	Les poteaux .....	22
Chapitre III:	Calcul des Éléments secondaires .....	40
III.1	Introduction .....	41
III.2	Etude des planchers.....	41
III.2.1	Plancher à corps creux .....	41
III.3	L'acrotère .....	66
III.3.1	Evaluation des charges .....	66
III.3.2	Calcul des efforts .....	67
III.3.3	Ferraillage de l'acrotère.....	68
III.4	les escaliers.....	73

III.4.1 Définition les éléments d'un escalier.....	73
III.4.2 Pré dimensionnement .....	74
III.4.3 Calcul de ferrailage.....	78
III.5 Etude des balcons .....	84
III.5.1 Introduction .....	84
III.5.2 Epaisseur du balcon .....	84
III.5.3 Evaluation des charges .....	84
III.5.4 calcul des sollicitations.....	85
III.5.5 calcul de ferrailage .....	86
III.5.6 Les vérifications .....	86
Chapitre IV: Etude dynamique .....	89
IV.1 Introduction .....	90
IV.2 Objective de l'étude dynamique.....	90
IV.2.1 Modélisation de rigidité.....	90
IV.2.2 Modélisation de masse .....	91
IV.3 Choix de la méthode de calcul .....	91
IV.3.1 Méthode d'analyse modale spectrale .....	91
IV.3.1.1 Principe .....	92
IV.3.1.2 Analyse spectrale.....	92
IV.4 Résultats de l'analyse sismique.....	98
IV.4.1 Modèle initiale .....	98
IV.4.1.1 Résultantes des forces sismiques .....	99
IV.4.1.2 Calcul et vérification des déplacements .....	100
IV.4.2 2 <sup>ème</sup> Modèle .....	101
IV.4.2.1 Caractéristiques dynamique propre du 2 <sup>ème</sup> modèle finale .....	101
IV.4.2.2 Résultantes des forces sismiques .....	102
IV.4.2.3 Calcul et vérification des déplacements .....	103
IV.4.2.4 Vérification du critère de l'effort normal [1].....	104
IV.4.2.5 Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ (les effets du second ordre).....	105
IV.4.2.6 Vérification des conditions du facteur de comportement R .....	107
IV.4.3 Modèle final .....	108

IV.4.3.1	Résultantes des forces sismiques .....	108
IV.4.3.2	Calcul et vérification des déplacements .....	108
IV.4.3.3	Vérification du critère de l'effort normal[1].....	110
IV.4.3.4	Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ (les effets du second ordre).....	111
IV.4.3.5	Vérification des conditions du facteur de comportement R .....	113
Chapitre V:	Ferraillage des éléments résistants .....	115
V.1	Introduction .....	116
V.2	Ferraillage des poutres.....	116
V.2.1	Introduction.....	116
V.2.2	Recommandations des règlements BAEL et RPA99.....	117
V.2.3	Calcul du ferraillage .....	117
V.2.4	Choix des armatures .....	120
V.2.5	Condition de non fragilité.....	120
V.2.6	Vérification vis-à-vis de l'état limite de service.....	121
V.2.7	Vérification de l'effort tranchant .....	122
V.2.8	Calcul des armatures transversales .....	123
V.2.9	Recouvrement des armatures longitudinales .....	124
V.2.10	Arrêt des barres.....	124
V.2.11	Vérification de la flèche.....	125
V.3	Ferraillage des poteaux.....	127
V.3.1	Introduction.....	127
V.3.2	Combinaison d'action.....	127
V.3.3	Recommandation selon RPA99 version 2003[1] .....	128
V.3.4	Méthode de calcul.....	129
V.3.5	choix des armatures .....	132
V.3.6	Vérification vis-à-vis de l'état limite de service.....	132
V.3.7	Vérification de l'effort tranchant .....	134
V.3.8	Ferraillage transversal des poteaux.....	135
V.3.9	Longueur de recouvrement .....	138
V.4	Ferraillage des voiles.....	140
V.4.1	Généralités .....	140

V.4.2 Le rôle des voiles de contreventement.....	140
V.4.3 Armatures verticales .....	141
V.4.4 Armatures horizontales .....	143
V.4.5 Armatures transversales.....	143
V.4.6 Diamètre max des armatures .....	143
V.4.7 Espacement .....	143
V.4.8 Vérification de cisaillement.....	144
V.4.9 Calcul de ferrailage.....	145
V.4.9.1 Déterminations des sollicitations .....	145
V.4.9.2 Armatures horizontales .....	145
V.4.9.3 Armatures verticales .....	146
Chapitre VI: Etude des fondations .....	151
VI.1 Introduction générale .....	152
VI.2 Choix du type de fondation.....	152
VI.3 Etude du radier général .....	153
VI.3.1 Pré dimensionnement du radier .....	153
VI.3.2 Caractéristiques géométriques du radier .....	155
VI.3.3 Vérifications nécessaires .....	155
VI.3.3.1 Vérification de la stabilité du radier .....	156
VI.3.4 Ferrailage du radier .....	157
VI.4 Voile périphérique.....	164
VI.4.1 Introduction .....	164
VI.4.2 Pré dimensionnement .....	164
VI.4.3 Evaluation des charges .....	164
VI.4.4 Effort dans le voile périphérique .....	165
VI.4.5 Ferrailage du voile périphérique .....	166
VI.4.6 Condition exigée par les RPA99/version 2003 [1].....	166
VI.4.7 Condition de non fragilité.....	167
VI.4.8 Vérification de l'effort tranchant .....	167
VI.4.9 Vérification à L'ELS .....	168
Conclusion générale.....	170

Références

Annexes

## Liste des figures

### Chapitre I: Présentation du projet et caractéristiques des matériaux

Figure I.1: Plancher à corps creux.....	4
Figure I.2: Acrotère.....	5
Figure I.3 : Evolution de la résistance $f_{cj}$ en fonction de l'âge du béton. ....	7
Figure I.4 : Diagramme contrainte de déformation de calcul du béton (ELU).....	9
Figure I.5 : Diagramme contrainte de déformation de calcul du béton (ELS).....	9
Figure I.6 : Diagramme contrainte de déformation de l'acier.....	11

### Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments et descente de charge

Figure II.1 : Coupe vertical du plancher en corps creux. ....	16
Figure II.2 : Coupe transversale du plancher de terrasse inaccessible. ....	18
Figure II.3 : Constituants d'un mur extérieur. ....	20
Figure II.4 : Dimensions de l'acrotère. ....	20
Figure II.5 : Section réduite du poteau. ....	24
Figure II.6 : Surface d'influence de poteau central. ....	26
Figure II.7 : Surface d'influence de poteau central ....	29
Figure II.8 : Surface d'influence de poteau d'angle. ....	32
Figure II.8 : Surface d'influence de poteau de rive. ....	36

### Chapitre III: Calcul des Éléments secondaires

Figure III.1 : Corps creux. ....	41
Figure III.2 : Schéma de poutrelle. ....	42
Figure III.3 : schéma de type des poutrelles. ....	43
Figure III.4 : Coupe d'un acrotère. ....	66

<b>Figure III.5</b> : Diagrammes des efforts à L'E.L.U. ....	68
<b>Figure III.6</b> : Ferrailage de l'acrotère. ....	68
<b>Figure III.7</b> : Disposition des armatures dans l'acrotère. ....	72
<b>Figure III.8</b> : Les éléments d'un escalier. ....	73
<b>Figure III.9</b> : Schéma des escaliers. ....	74
<b>Figure III.10</b> : schéma statique de l'escalier à l'ELU. ....	77
<b>Figure III.11</b> : ferrailage de l'escalier. ....	83
<b>Figure III.12</b> : schéma de ferrailage du balcon. ....	88

## **Chapitre IV: Etude dynamique**

<b>Fig. IV.1</b> vue en 3d. ....	98
<b>Fig. IV.2</b> vue en 3d. ....	101

## **Chapitre V: Ferrailage des éléments résistants**

<b>Figure V.1</b> : Arrêt des barres. ....	123
<b>Figure V.2</b> : Schéma de ferrailage des poutres porteuses. ....	126
<b>Figure V.3</b> : Schéma de ferrailage des poutres non porteuses. ....	126
<b>Figure V.4</b> : Les schémas de ferrailage des poutres des étages courant et RDC. ....	139
<b>Figure V.5</b> : Disposition des voiles. ....	141
<b>Figure V.6</b> : Les contraintes sur le voile. ....	147
<b>Figure V.7</b> : schéma de ferrailage de voile 1. ....	149
<b>Figure V.8</b> : schéma de ferrailage de voile 2. ....	149
<b>Figure V.9</b> : schéma de ferrailage de voile 3. ....	149

<b>Figure V.10</b> : schéma de ferrailage de voile 4.....	149
<b>Figure V.11</b> : schéma de ferrailage de voile 5. ....	150
<b>Figure V.12</b> : schéma de ferrailage de voile 6. ....	150
<b>Figure V.13</b> : schéma de ferrailage de voile 7. ....	150

## **Chapitre VI: Etude des fondations**

<b>Figure VI.1</b> : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux. ....	153
<b>Figure VI.2</b> : Panneau de la dalle du radier. ....	158
<b>Figure VI.3</b> : schéma de ferrailage des nervures (sens non porteurs et porteurs). ....	163
<b>Figure VI.4</b> : schéma de ferrailage du radier. ....	163
<b>Figure VI.5</b> : Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité. ....	165
<b>Figure VI.6</b> : Ferrailage du Voile Périphérique sens x-x. ....	169
<b>Figure VI.7</b> : Ferrailage du Voile Périphérique sens y-y. ....	169

## Liste des tableaux

### Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments et descente de charge

<b>Tableau II.1</b> : Charges permanentes et d'exploitation du plancher Terrasse.....	17
<b>Tableau II.2</b> : Charges permanentes et d'exploitation du plancher étage courant +RDC.....	18
<b>Tableau II.3</b> : Charges permanentes et d'exploitation du plancher sous-sol.....	19
<b>Tableau II.4</b> : Charge permanente.....	19
<b>Tableau II.5</b> : Dégression des surcharges.....	26
<b>Tableau II.6</b> : Calcul des charges du poteau central.....	28
<b>Tableau II.7</b> : Récapitulatif du résultat pour le poteau le plus sollicité.....	29
<b>Tableau II.8</b> : Calcul des charges du poteau central.....	31
<b>Tableau II.9</b> : Récapitulatif du résultat pour le poteau le plus sollicité.....	32
<b>Tableau II.10</b> : Calcul des charges du poteau d'angle.....	34
<b>Tableau II.11</b> : Récapitulatif du résultat pour le poteau le plus sollicité.....	35
<b>Tableau II.12</b> : Calcul des charges du poteau de rive.....	38
<b>Tableau II.13</b> : Récapitulatif du résultat pour le poteau le plus sollicité.....	39

### Chapitre III: Calcul des Éléments secondaires

<b>Tableau III.1</b> : Les charges supportées par la poutrelle. ....	43
<b>Tableau III.2</b> : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.....	56
<b>Tableau III.3</b> : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.....	56
<b>Tableau III.4</b> : Vérification de la contrainte de béton. ....	59

<b>Tableau III.5</b> : Calcul de la flèche. ....	61
<b>Tableau III.6</b> : Évaluation de charge permanente du palier de l'escalier.....	75
<b>Tableau III.7</b> : Évaluation de charge permanente de paillasse de l'escalier.....	76
<b>Tableau III.8</b> : Combinaison des charges de l'escalier.....	76
<b>Tableau III.9</b> : Moment en travée et appui.....	78
<b>Tableau III.10</b> : calcul du ferrailage d'escalier à l'ELU.....	78
<b>Tableau III.11</b> : vérification de l'espacement.....	79
<b>Tableau III.12</b> : Vérification de la flèche de l'escalier.....	83
<b>Tableau III.13</b> : Charge permanente du balcon.....	84
<b>Tableau III.14</b> : Charge permanente du garde-corps.....	85
<b>Tableau III.15</b> : valeurs des efforts internes.....	86
<b>Tableau III.16</b> : ferrailage du balcon.....	86
<b>Tableau III.17</b> : vérification des contraintes du balcon.....	87

## **Chapitre IV: Etude dynamique**

<b>Tableau IV.1</b> : Pénalité en fonction de critère de qualité.....	97
<b>Tableau IV.2</b> Participation massique du modèle initial.....	98
<b>Tableau IV.3</b> Vérification des déplacements inter-étage sens x-x.....	100
<b>Tableau IV.4</b> Vérification des déplacements inter-étage sens y-y.....	100
<b>Tableau IV.5</b> Participation massique du 2 <sup>ème</sup> modèle.....	101
<b>Tableau IV.6</b> Vérification des déplacements inter-étage sens x-x.....	103
<b>Tableau IV.7</b> Vérification des déplacements inter-étage sens y-y.....	104

<b>Tableau IV.8</b>	Vérification de l'effort normal.....	105
<b>Tableau IV.9</b>	Vérification l'effet P- $\Delta$ inter étages du modèle final selon l'axe (X-X).....	106
<b>Tableau IV.10</b>	Vérification l'effet P- $\Delta$ inter étages du modèle final selon l'axe (Y-Y).....	106
<b>Tableau IV.11</b>	Vérification des déplacements inter-étage sens x-x.....	109
<b>Tableau IV.12</b>	Vérification des déplacements inter-étage sens y-y.....	110
<b>Tableau IV.13</b>	Vérification de l'effort normal.....	111
<b>Tableau IV.14</b>	Vérification l'effet P- $\Delta$ inter étages du modèle final selon l'axe (X-X).....	112
<b>Tableau IV.15</b>	Vérification l'effet P- $\Delta$ inter étages du modèle final selon l'axe (Y-Y).....	112

## **Chapitre V: Ferrailage des éléments résistants**

<b>Tableau V.1</b>	: Ferrailage des poutres porteuses (situation durable).....	118
<b>Tableau V.2</b>	: Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).....	118
<b>Tableau V.3</b>	: Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).....	118
<b>Tableau V.4</b>	: Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable).....	119
<b>Tableau V.5</b>	: Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle).....	119
<b>Tableau V.6</b>	: Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle).....	119
<b>Tableau V.7</b>	: choix des armatures pour les poutres porteuses(30 × 50).....	120
<b>Tableau V.8</b>	: choix des armatures pour les poutres non porteuses(30 × 45).....	120
<b>Tableau V.9</b>	: Vérification de condition de non fragilité.....	121
<b>Tableau V.10</b>	: Vérification des poutres (30*50) à l'ELS.....	121
<b>Tableau V.11</b>	: Vérification des poutres (30*45) à l'ELS.....	122
<b>Tableau V.12</b>	: Correction des poutres (30*45) à l'ELS.....	122
<b>Tableau V.13</b>	: Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres porteuses.....	123

<b>Tableau V.14</b> : Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres non porteuses....	123
<b>Tableau V.15</b> calcul des armatures transversales.....	124
<b>Tableau V.16</b> : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.....	125
<b>Tableau V.17</b> : Ferrailages des poteaux carrées situation durable( $N^{max}, M^{corr}$ ) .....	129
<b>Tableau V.18</b> : Ferrailages des poteaux carrées situation durable( $N^{min}, M^{corr}$ ) .....	129
<b>Tableau V.19</b> : Ferrailages des poteaux carrées situation durable( $N^{corr}, M^{max}$ ) .....	130
<b>Tableau V.20</b> : Ferrailages des poteaux carrées situation durable( $N^{max}, M^{corr}$ ) .....	130
<b>Tableau V.21</b> : Ferrailages des poteaux carrées situation durable( $N^{min}, M^{corr}$ ) .....	131
<b>Tableau V.22</b> : Ferrailages des poteaux carrées situation durable( $N^{corr}, M^{max}$ ). .....	131
<b>Tableau V.23</b> : Ferrailages des poteaux carrées situation durable( $N^{max}, M^{corr}$ ). .....	131
<b>Tableau V.24</b> : Ferrailages des poteaux carrées situation durable( $N^{min}, M^{corr}$ ). .....	132
<b>Tableau V.25</b> : Ferrailages des poteaux carrées situation durable( $N^{corr}, M^{max}$ ). .....	132
<b>Tableau V.26</b> : choix des armatures des poteaux carrées. ....	132
<b>Tableau V.27</b> : Vérification des contraintes pour les poteaux ( $N^{max} ; M^{corr}$ ). .....	133
<b>Tableau V.28</b> : Vérification des contraintes pour les poteaux ( $N^{min} ; M^{corr}$ ). .....	133
<b>Tableau V.29</b> : Vérification des contraintes pour les poteaux ( $N^{corr} ; M^{max}$ ). .....	134
<b>Tableau V.30</b> : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux. ....	135
<b>Tableau V.31</b> : Espacements maximale des poteaux selon RPA99. ....	137
<b>Tableau V.32</b> : Choix des armatures transversales pour les poteaux carrées.....	138
<b>Tableau V.33</b> : Longueur et épaisseurs des voiles.....	141

<b>Tableau V.34</b> : Vérification des voiles au cisaillement.....	144
<b>Tableau V.35</b> : Sollicitations dans les voiles ELU. ....	145
<b>Tableau V.36</b> : Sollicitations dans les voiles G+Q+E. . ....	145
<b>Tableau V.37</b> : Sollicitations dans les voiles 0.8G+E. . ....	145
<b>Tableau V.38</b> : Résultat de ferrailage horizontal.....	146
<b>Tableau V.39</b> : Résultat de ferrailage vertical.....	148

## **Chapitre VI: Etude des fondations**

<b>Tableau VI.1</b> : Choix la hauteur de nervure.....	155
<b>Tableau VI.2</b> : Ferrailage des panneaux du radier.....	159
<b>Tableau VI.3</b> : Vérification des contraintes à l'ELS.....	160
<b>Tableau VI.4</b> : Vérification des contraintes à l'ELS (correction).....	160
<b>Tableau VI.5</b> : ferrailage de la nervure (sens porteur).....	161
<b>Tableau VI.6</b> : ferrailage de la nervure (sens non porteur).....	161
<b>Tableau VI.7</b> : Vérification des contraintes à l'ELS.....	161
<b>Tableau VI.8</b> : Choix des armateurs transversaux.....	162
<b>Tableau VI.9</b> : Ferrailage du voile périphérique.....	166
<b>Tableau VI.10</b> : Vérification des contraintes.....	168

## Liste des symboles

$F_{t28}$  : La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours donnée en (MPa).

$F_{c28}$  : La résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

$E_{ij}$  : le module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_{vj}$  : le module de déformation longitudinale différé.

$E$  : module de Young.

$\nu$  : Coefficient de poisson.

$f_{bu}$  : La contrainte ultime du béton à la compression.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

$\sigma_s$  : Contrainte de traction de l'acier.

$\bar{\sigma}_s$  : Contrainte de traction admissible de l'acier.

$\sigma_{bc}$  : Contrainte du béton comprimé.

$\bar{\sigma}_{bc}$  : La contrainte limite de service.

$E_s$  : Le module d'élasticité longitudinal de l'acier.

$f_e$  : Contrainte limite élastique, c'est une contrainte qui correspond à la limite de proportionnalité entre contrainte et déformation.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier.

$\varepsilon_s$  : Allongement relatif de l'acier.

$\eta$  : coefficient de fissuration qui dépend du type d'acier.

$e$  : Excentricité, épaisseur.

$G$  : Charge permanente.

$Q$  : Charge d'exploitation.

$\rho_b$ : Le poids volumique du béton.

L : longueur ou portée.

N : Effort normal du aux charges verticales.

$N_u$  : Effort normal ultime.

$N_{ser}$  : Effort normal service.

$M_u$  : Moment à l'état limite ultime.

$M_{ser}$  : Moment à l'état limite de service.

$L_f$  : Langueur de flambement.

$\lambda$  : L'élancement.

I : Moment d'inertie.

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogène.

$B_r$  : Section réduite.

B : Aire d'une section de béton.

$A_s$  : Section d'acier (armatures longitudinaux).

$M_0$ : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment à la base.

$M_t$ : Le moment en travée.

$M_a$  : Moment à l'appui.

$M_\omega$  : Moment max sur l'appui gauche.

$M_e$  : Moment max sur l'appui droit.

$T_e$  : Effort tranchant à droite de la travée.

$T_\omega$  : Effort tranchant à gauche de la travée.

d : Hauteur utile.

$W_p$ : Poids de l'acrotère.

$y_c$ : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

$A_r$  : Armatures de répartition.

A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.

$A_t$  : Section d'armatures transversales.

$g$ : Accélération de la pesanteur ( $g = 9,81 m/s^2$ )

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement.

$R$  : Coefficient de comportement de la structure.

$Q$  : Facteur de qualité.

$V$  : L'effort tranchant statique à la base.

$T$ : La période fondamentale de vibration de la structure.

$T_2$  : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.

$C_T$ : est un coefficient qui est en fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique.

$P_q$ : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  "est satisfait ou non".

$D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen.

$\beta$  : Coefficient de pondération.

$N_d$  : L'effort normal.

$\Delta_k$  : Déplacements relatif.

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte limite de cisaillement du béton.

$L_r$ : Longueur de recouvrement.

$\phi_l$  : Diamètre des armatures longitudinales.

$\phi_t$  : Diamètre des armatures transversales.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$\lambda_g$  : Espacement géométrique.

$M$  : Moment, Masse.

$L_e$  : Longueur élastique.

$K$  : Module de raideur du sol.

$M_S$  : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres.

$M_R$  : Moment de renversement due aux forces sismique.

$f_i$  : Flèche due aux charges instantanées.

$f_v$  : Flèche due aux charges de longue durée.

$I_{fi}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

$I_{fv}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.

$f$  : Flèche.

$\bar{f}$  : Flèche admissible.

$\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.

$\delta$ : Déplacement d'un niveau.

$h$ : Hauteur de la section du béton.

$b$  : Largeur de la section du béton.

$b_0$  : Largeur de la nervure du béton (section en T).

$c, c'$  : Enrobage supérieur et inférieur.

## Introduction générale

Depuis des siècles, la construction est l'une des principales préoccupations de l'humanité. Cette préoccupation s'est intensifiée avec l'essor de l'industrie et la croissance démographique considérable. Les décideurs dans tous les pays du monde ont donc choisi de construire en hauteur en réponse aux contraintes de terrain en ville et aux demandes croissantes en logements et en espaces de travail (bureaux, ateliers ...). Il y a des obstacles à cette solution en améliorant la hauteur, les structures deviennent plus fragiles et plus exposées aux vibrations sismiques et au vent, mettant ainsi en péril les vies des occupants et de leurs voisins, sans compter les pertes matérielles.

Le génie civil englobe toutes les méthodes utilisées dans les constructions civiles. Les ingénieurs civils ou ingénieur en génie civil sont responsables de la conception, de la construction, de l'exploitation et de la rénovation d'infrastructure et d'ouvrages de construction, dont ils gèrent la gestion pour répondre aux besoins de la société, tout en garantissant la sécurité du public et la préservation de l'environnement. Ils ont principalement travaillé dans cinq domaines d'intervention : les structures, la géotechnique, l'hydraulique, le transport et l'environnements.

Les calculs sont effectués en Algérie en respectant les réglementations en vigueur, telles que le règlement Parasismique Algérien RPA99 (version 2003) et les règlements concernant le béton aux états limites BAEL 91 modifié 99 ainsi que le CBA 93. La conformité des ouvrages en génie civil aux normes de sécurité et aux exigences spécifiques du pays est assurée par ces réglementations.

Dans le cadre de ce projet, j'ai procédé au calcul d'un bâtiment implanté dans une zone de forte sismicité ( Zone III), comportant un RDC, dix étages, et un sous-sol à usage d'habitation et commerce, contreventé par voiles et portiques que doit être calculé pour garantir sa stabilité et assurer la sécurité des usages. Il est nécessaire de faire une étude sismique à l'aide de calculs informatiques. Le but de cette étude est donc de modéliser la structure aux éléments finis sur un logiciel informatique afin d'effectuer les analyses modale et sismique nécessaires. Les résultats trouvés seront ensuite exploités pour vérifier le système constructif choisi puis pour dimensionner les éléments de la structure.

## ***Chapitre I :***

### *Présentation du projet et caractéristiques des matériaux*

## **I.1 Introduction**

L'étude des bâtiments en béton armé nécessite des connaissances fondamentales sur lesquelles les ingénieurs s'appuient pour obtenir des structures à la fois sécuritaires et économiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99modifié en2003, CBA93) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

## **I.2 Description du projet**

L'objet de notre étude consiste à faire l'étude d'un bâtiment ( RDC+10 étages + sous -sol ) à usage multiple ( commerce , habitations ) , ce bâtiment est située dans la wilaya d'Alger et il est classée selon le RPA99 version 2003 , comme étant une zone de forte sismicité (zone III) .

Le bâtiment est un ouvrage classée dans le groupe 2 , car il est à usage d'habitation et la hauteur ne dépasse pas 48m. [1]

Ce projet de fin d'étude s'intitule : « Etude d'un bâtiment (R+10+Sous-sol) à usage multiples contreventé par des voiles et portiques avec ETABS 2018 »

Constitution de la structure :

Un sous-sol.(usage parking)

Un rez-de-chaussée (RDC). (usage commerce)

Du 1ère au 10ème étages usage d'habitation.

## **I.3 Caractéristique géométrique du bâtiment**

### **I.3.1 Dimensions en élévation**

Hauteur total du bâtiment : 37.4m

Hauteur des étages courants : 3.4 m

Hauteur RDC : 3.4m

Hauteur sous-sol : 2.89m

### **I.3.2 Dimensions en plan**

Largeur en plan : 34.86m

Longueur en plan : 26.92m

## I.4 Ossature

Le contreventement de la structure est assuré par les portiques et renforcé par les voiles exigées par l'édition RPA99/2003 pour assurer la stabilité de l'ensemble sous les effets verticaux et horizontaux.

### **I.4.1 Les planchers**

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

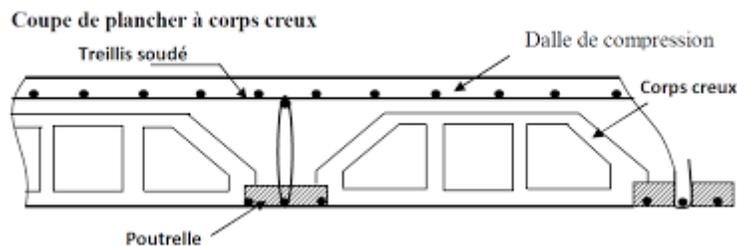
- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

#### **a) Planchers à corps creux**

Ce type de plancher est constitué de poutrelles en béton armé espacées de 60cm de corps creux et d'une table de compression de faible épaisseur en béton armé.

On utilise ce type de plancher pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).



**Figure I.1:** Plancher à corps creux.

#### **b) Planchers dalle pleine**

Pour certaines zones, j'ai opté pour des dalles pleines en raison de leur forme irrégulière.

## **I.4.2 Maçonnerie**

- **Murs extérieurs** : Ils se composent d'une double cloison en brique creuse ( $e = 15$  cm) d'épaisseur avec l'âme d'air de 5cm.
- **Murs intérieur** : Ils se composent d'une simple cloison en brique creuse de 10cm d'épaisseur.

### I.4.3 Acrotère

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé mesurant 60cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur.

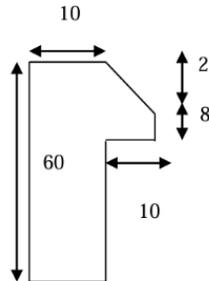


Figure I.2: Acrotère.

### I.4.4 Escaliers

Ce sont des éléments non structuraux qui facilitent le passage d'un niveau à un autre .

### I.4.5 Ascenseurs

Notre structure comporte une cage d'ascenseur du sous-sol jusqu'au 10ème étage.

### I.4.6 Les voiles

Ce sont des éléments en béton armé rigides, coulés sur place. Ils assurent le transfert des charges verticales et garantissent la stabilité face aux charges horizontales.

### I.4.7 Balcon

Le balcon se compose d'une dalle pleine qui fonctionne comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive. Ce sont des éléments non structuraux formés de dalles pleines en béton armé.

## **I.5 Caractéristiques des matériaux constituant le béton armé [2]**

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront en conformité avec les règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites, notamment le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

### **I.5.1 Béton**

Le rôle fondamental du béton dans une structure consiste à reprendre les efforts de compression.

1. la masse volumique de béton est égale à **3000 Kg/m<sup>3</sup>**.
2. le poids volumique de béton : **3000 dan /m<sup>3</sup>**

#### **I.5.1.1 Les matériaux composants le béton**

##### **Ciment**

Le ciment est une poudre fine, généralement composée de calcaire et d'argile, qui, lorsqu'elle est mélangée avec de l'eau, forme une pâte capable de durcir et de coller fermement divers matériaux de construction. Cette réaction chimique, appelée hydratation, crée un matériau solide et durable, essentiel pour la fabrication du béton, des mortiers et d'autres composants de construction.

##### **Granulats:**

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles.

- **sables** : grains de dimensions comprises entre 0.08mm et 5mm.
- **Les gravillons** : grains de dimensions comprises entre 5mm et 25mm.
- **Les cailloux** : grains de dimensions supérieurs à 25mm.

##### **L'eau**

Il permet l'hydratation du ciment et assure une ouvrabilité suffisante du béton

#### **I.5.1.2 Dosage de béton**

Pour un dosage d'un mètre cube de béton normalise on prend :

350 Kg de ciment portland artificiel CPA 325 bar.

800 L de gravillons ( $D \leq 25\text{mm}$ ).

400 L de sable ( $D < 5\text{ mm}$ ).

175 L d'eau.

### I.5.1.3 Résistance caractéristique à la compression

Le béton présente une bonne résistance à la compression ; elle est définie par des essais sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 16 cm de diamètre de 32 cm de hauteur et de section  $200 \text{ m}^2$  . cette résistance est mesurée à l'âge de 28 jours pour définir la valeur caractéristique noté  $f_{c28}$  on peut calculer la résistance à n'importe quel jour par les formules suivantes donnée par le CBA 93 .

- Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$  :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{Si } j < 28 \text{ jours}$$

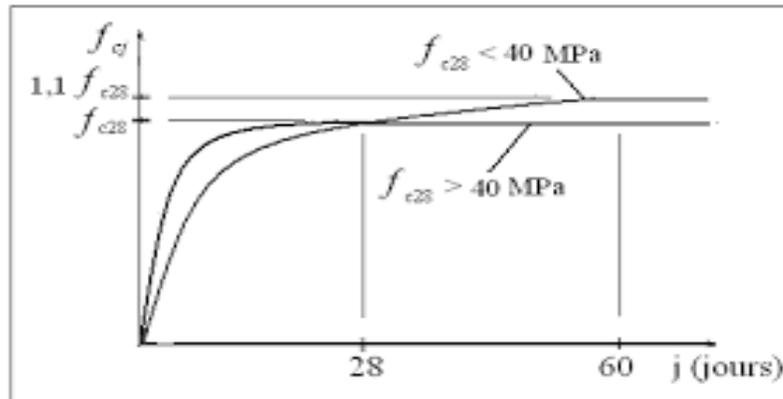
$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{Si } j > 28 \text{ jours}$$

- Pour des résistances  $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$  :

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \quad \text{Si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{Si } j > 28 \text{ jours}$$

Pour l'étude de notre projet, on prendra :  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$



**Figure I.3 :** Evolution de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton.

### I.5.1.4 Résistance caractéristique à la traction

Elle est déterminée par plusieurs essais, La résistance caractéristique à la traction du béton à  $j$  jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par les relations :

-si  $f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$  .....  $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$ .

-si  $f_{c28} > 60 \text{ MPa}$  .....  $0,275(f_{cj})^{2/3}$ .

Pour  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ , nous obtenons  $f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$

### I.5.1.5 Modules de déformation longitudinale du béton

#### a) Le module de déformation longitudinale instantanée $E_{ij}$ : BAEL91 (art A.2.1,21)

Sous des contraintes normales d'une courte durée inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures, qu'à l'âge de  $j$  jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \frac{1}{3} \text{ (MPa) } \quad i: \text{ instantané, } j: \text{ jour.}$$

Pour notre cas  $f_{c28} = 30 \text{ Mpa}$  on obtient  $E_{ij} = 34179.56 \text{ Mpa}$ .

#### b) Le module de déformation longitudinale différé : BAEL91 (art A.2.1, 22)

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \cdot \frac{1}{3}$$

Pour notre cas  $f_{c28} = 30 \text{ Mpa}$  on obtient  $E_{ij} = 11496.76 \text{ Mpa}$ .

### I.5.1.6 Coefficient de poisson

Le coefficient de Poisson exprime le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

Sa valeur est donnée par la formule suivante :  $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

Avec:

$E$  : module de Young.

$\nu$ : Coefficient de poisson.

Dans les calculs, le coefficient de poisson est égale à :

$\nu = 0.0$  dans le cas des E.L.U.

$\nu = 0.2$  dans le cas des E.L.S.

### I.5.1.7 Etats limites du béton

Un état limite est une situation où une condition nécessaire pour une construction est strictement remplie et cesserait de l'être en cas de modification contraire à une seule action.

#### a) Etat limite ultime (ELU) [2]

##### Contrainte du béton à la compression

La contrainte ultime du béton à la compression est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ (MPA)}$$

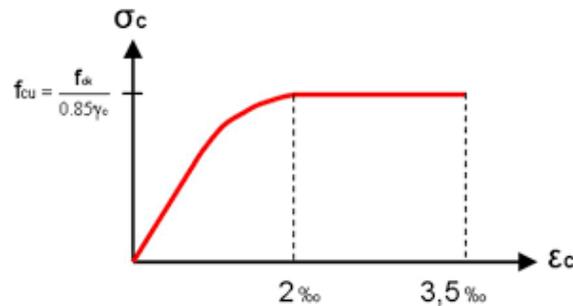
# Chapitre I : Présentation du projet et caractéristique des matériaux

$\theta$  est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{Si } T \geq 24 \text{ heures} \\ 0.9 & \text{Si } 1 \leq T < 24 \text{ heures} \\ 0.85 & \text{Si } T < 1 \text{ heure} \end{cases}$$

$\gamma_b$  est un coefficient de sécurité qui a pour valeurs :

- $\gamma_b = 1.5$  dans le cas d'une situation courante.
- $\gamma_b = 1.15$  dans le cas d'une situation accidentelle.



**Figure I.4 :** Diagramme contrainte de déformation de calcul du béton (ELU).

## Contrainte ultime de cisaillement

La contrainte de cisaillement ultime pour les armatures droites ( $\alpha = 90^\circ$ ) est donnée par les expressions suivantes :

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left( 0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right) \text{ en fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left( 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right) \text{ en fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

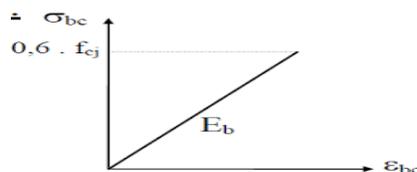
## b) l'Etat limite de service (ELS)

### • contrainte du béton a la compression

La contrainte limite de service est :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

Dans notre cas, la contrainte de compression est égale a :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPA}$$



**Figure I.5 :** Diagramme contrainte de déformation de calcul du béton (ELS).

## I.5.2 L'acier

Pour remédier au problème de faible résistance du béton à la traction, on intègre des armatures en acier dans les pièces en béton pour reprendre ces efforts de traction. L'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance à la fois en traction et en compression. Les armatures utilisées dans le béton armé sont fabriquées à partir d'aciers qui se différencient par leur grade et leur état de surface, avec des barres lisses ou à haute adhérence.

On distingue deux types d'aciers :

. 0.15 à 0.25 % de carbone → acier rond lisse (RL)

. 0.25 à 0.40 % de carbone → acier de haute adhérence (HA)

✓ Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :  $E_s = 200\ 000\ \text{Mpa}$

### I.5.2.1. Caractéristiques des aciers

#### Caractéristique mécanique

$f_e = 500\ \text{MPa}$

$f_e$  (Résistance caractéristique)

### I.5.2.2 contraintes de calcul de l'acier

#### a) contrainte limite ultime a LELU

Le comportement des aciers utilisé pour les calculs à l'ELU suit une loi de type élastoplastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte déformation. La valeur de calcul de la limite d'élasticité garantie est définie par :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

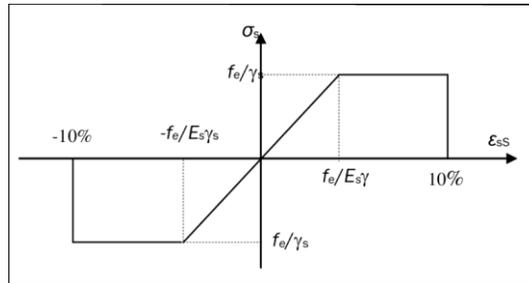
Avec :

$f_e$ : Contrainte limite élastique, c'est une contrainte qui correspond à la limite de proportionnalité entre contrainte et déformation.

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s$  : 1.15 en situation courante

$\gamma_s$  : 1 en situation accidentelle



**Figure I.6** : Diagramme contrainte de déformation de l'acier.

Rond lisse ( $f_e = 235$  MPa)

$\sigma_s = 204,34$  MPa situation durable ou transitoire

$\sigma_s = 235$  MPa situation accidentelle

Haute adhérence ( $f_e = 500$  MPa)

$\sigma_s = 434,78$  Mpa situation durable ou transitoire

$\sigma_s = 500$  MPa situation accidentelle

$\epsilon_s$ : Allongement relatif de l'acier  $\epsilon_s = \frac{\Delta l}{l}$

### b) contrainte limite service a L'ELS

On a trois situation de fissuration peuvent être distinguées :

➤ **Cas où la fissuration est peu nuisible:**

Pas de vérification

➤ **Cas où la fissuration est préjudiciable:**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta} f_{t28} \right) \text{ en MPa}$$

➤ **Cas où fissuration très préjudiciable:**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{\eta} f_{tj} \right) \text{ en MPa}$$

Avec :

$f_e$ : La limite d'élasticité des aciers utilise en MPA

$f_{t28}$ : Résistance caractéristique du béton a la traction

$f_{c28}$ : Résistance caractéristique du béton a la compression

$\eta$ : coefficient de fissuration qui dépend du type d'acier

$\eta$ : 1.3 pour les HA  $\emptyset < 6$  mm

$\eta$ : 1.6 pour les HA  $\emptyset \geq 6$  mm

# Chapitre I : Présentation du projet et caractéristique des matériaux

---

$\eta$ : 1 pour les ronds lisses

## Protection des armatures

Pour assurer la durabilité des armatures et les protéger contre les intempéries et les agents agressifs, il est important de respecter les prescriptions concernant l'enrobage (C) des armatures. Est au moins égale à :

**5cm** → pour les ouvrages à la mer ou exposés aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives.

**3cm** → pour les ouvrages soumis à des actions agressives et des ouvrages exposés ou intempéries (pluie, neige) ou en contact avec un liquide.

**1cm** → pour les parois qui seraient situées dans les locaux couverts et clos et qui ne seraient pas exposées aux condensations

**C=3cm** les éléments situés au contact d'un liquide

**C=2cm** les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations

### I.5.2.3 les sollicitations

Les sollicitations sont les différentes forces qui agissent sur une structure, telles que l'effort normal (N), l'effort tranchant (V), le moment fléchissant (M) et le couple de torsion (T). Ces sollicitations permettent de déterminer les contraintes et les déformations subies par la structure.

### I.5.2.4 les combinaisons de calcul

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies. Ci-après :

- **situation durable :**

ELU :  $1.35G+1.5Q$

ELS :  $G+Q$

- **situation accidentelles :**

$G+Q+E$

$0.8G+E$

# **Chapitre I : Présentation du projet et caractéristique des matériaux**

---

## **Conclusion**

Dans cette section, on a fait la description du notre projet en plan et en élévation, Il est essentiel d'avoir des connaissances de base pour étudier un bâtiment en béton armé afin d'obtenir une structure à la fois sécurisée et rentable. Dans cette optique, ce chapitre a été dédié à fournir quelques rappels et des descriptions du projet à étudier, ce qui facilite nos calculs dans les chapitres à venir.

## ***Chapitre II :***

*Pré dimensionnement des éléments et  
descente de charge*

### II.1 Introduction

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage et des matériaux qui le composent, nous passons maintenant à l'étape du pré dimensionnement. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance et à la durabilité de l'ouvrage. C'est une étape régie par des lois empiriques issues de l'expérience. Pour cela nous nous référons aux recommandations du CBA 93, BAEL91 et du RPA99 / 2003.

### II.2 Pré dimensionnement des dalles

Notre pré dimensionnement est fait selon les règles imposées par le BAEL 91, RPA 99(version 2003) et cela sous les charges verticales seulement.

#### II.2.1 Plancher en corps creux

Pour le pré dimensionnement de la hauteur des planchers on utilise la formule suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \quad \text{ou} \quad h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec :

- L : portée maximal mesurée entre nus des appuis.
- $h_t$  : hauteur totale du plancher.

Telle que :  $h_t = d + e$

$$L = 570 - 30 = 540 \text{ cm}$$

$$\frac{540}{25} \leq h_t \leq \frac{540}{20} \quad \text{Avec} \quad h_t \geq \frac{540}{22.5}$$

$$21.6 \text{ cm} \leq h_t \leq 27 \text{ cm} \quad \text{Avec} \quad h_t \geq 24 \text{ cm}$$

$d = 20\text{cm}$  (Hauteur de corps creux).

$e = 5\text{cm}$  (Hauteur de la dalle de compression).

Selon le **CBA93 (ART.B7.2.2)**.

Donc :  $h_t \geq 24 \text{ cm}$

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charge

On adoptera un plancher de 25cm d'épaisseur composés d'un corps creux de 20cm et d'une dalle de compression de 5cm d'épaisseur.

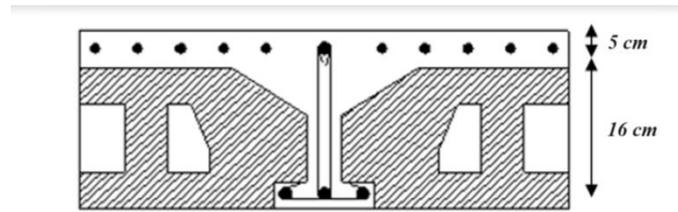


Figure II.1 : Coupe verticale du plancher en corps creux.

### II.2.2 Plancher en Dalle pleine

Le pré dimensionnement d'épaisseur des dalles pleines dépend des critères suivants :

Dalle reposant sur 2 appuis :  $\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30}$

Dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :  $\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40}$

- $e$  : l'épaisseur de la dalle.
- $L$  : La portée mesurée entre nus des appuis du panneau le plus sollicité.

$$L = L_x = 600 - 30 = 570 \text{ cm}$$

#### ➤ Résistance à la flexion

La dalle repose sur deux appuis, on aura donc :

$$\frac{570}{35} \leq e \leq \frac{570}{30} \text{ avec : } e \geq \frac{L}{45}$$

$$16.29 \text{ cm} \leq e \leq 19 \text{ cm} \quad \text{avec : } e \geq 12.67 \text{ cm}$$

On prend :  $e = 15 \text{ cm}$

La dalle repose sur trois ou quatre appuis, on aura donc :

$$\frac{570}{50} \leq e \leq \frac{570}{40} \text{ avec : } e \geq \frac{L}{45}$$

$$11.4 \text{ cm} \leq e \leq 14.25 \text{ cm} \quad \text{avec : } e \geq 12.67 \text{ cm}$$

On prend :  $e = 12 \text{ cm}$

#### ➤ Résistance au feu

$e = 7 \text{ cm}$  pour une heure de coupe-feu.

$e = 11 \text{ cm}$  pour deux heures de coupe-feu.

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charge

$e = 17.5\text{cm}$  pour quatre heures de coupe-feu

On admet que :  $e = 11\text{ cm}$

### ➤ Condition isolation acoustique

Selon les règles, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à : 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. Donc, on limitera l'épaisseur dans notre cas à :

$e = 15\text{ cm}$ .

Le choix final est :  $e = 15\text{ cm}$

### II.3 Evaluation des charges et surcharges

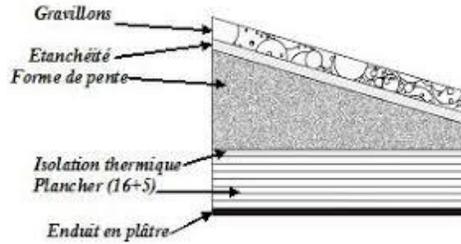
Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges qui influent sur la résistance et la stabilité de l'ouvrage, selon le **DTR B.C.2.2**.

#### II.3.1 Plancher à corps creux

##### ➤ Plancher terrasse inaccessible

Tableau II.1 : Charges permanentes et d'exploitation du plancher Terrasse.

Désignation	$\rho$ ( $\text{KN}/\text{m}^3$ )	$e$ ( $\text{m}$ )	$G = \rho \times e$ ( $\text{KN}/\text{m}^2$ )
Protection gravillon	17	0.05	0.85
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Forme de pente	22	0.1	2.2
Isolation thermique en liège	4	0.04	0.16
Dalle en corps creux (20+5)	/	/	3.1
En duit en plâtre	10	0.02	0.2



**Figure II.2 :** Coupe transversale du plancher de terrasse inaccessible.

Charge permanente :  $G = 6.63 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation :  $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$

➤ **Plancher de l'étage courant**

**Tableau II.2 :** Charges permanentes et d'exploitation du plancher étage courant .

Désignation	$\rho \text{ (KN/m}^3\text{)}$	$e \text{ (m)}$	$G = \rho \times e \text{ (KN/m}^2\text{)}$
Dalle de sol	25	0.02	0.50
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.03	0.54
Plancher en corps creux (20+5)	/	/	3.1
Enduit en plâtre	10	0.02	0.20
Cloisons de distribution	10	0.1	1.00

Charge permanente :  $G = 5.74 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation ( $Q$ ) :

- Plancher étage courant (habitation) :  $Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$
- Plancher RDC :  $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charge

### II.3.2 Plancher dalle pleine

➤ Planchers sous-sol

Tableau II.3 : Charges permanentes et d'exploitation du plancher sous-sol.

Désignation	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	$e$ (m)	$G = \rho \times e$ (KN/m <sup>2</sup> )
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.03	0.54
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit de ciment	18	0.02	0.36
Cloisons légères	10	0.1	1.00

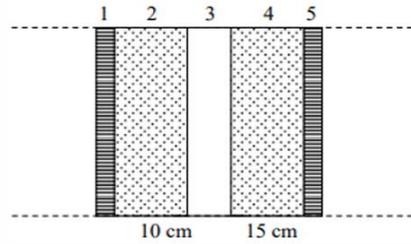
Charge permanente :  $G = 6.05 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation (parking) :  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

### II.3.3 Maçonnerie

Tableau II.4: Charge permanente.

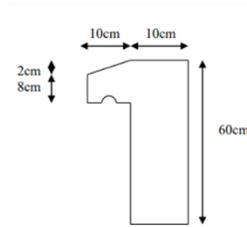
Désignation	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	$e$ (m)	$G = \rho \times e$ (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Brique creuse	0.15	9	1.35
Ame d'aire	0.05	/	/
Brique creuse	0.1	9	0.9
Enduit de plâtre	0.02	0.2	0.2



**Figure II.3 :** Constituants d'un mur extérieur.

Charge permanente :  $G = 2.81 \text{ KN/m}^2$

### II.3.4 Acrotère



**Figure II.4 :** Dimensions de l'acrotère.

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est de

$$G = \rho_b \times S$$

$\rho_b$ : Le poids volumique du béton tel que  $\rho_b = 25 \text{ KN/m}^3$ .

$S$ : La surface transversale de l'acrotère.

$$S = (0.6 \times 0.10) + (0.1 \times 0.1) - \left(\frac{0.1 \times 0.02}{2}\right) = 0.069 \text{ m}^2$$

- **D'où le poids propre de l'acrotère**

$$G_1 = (0.069 \times 25) = 1.725 \text{ kN/m}$$

- **Le poids des enduits au ciment ( $e_p=2\text{cm}$ )**

$$G_2 = [(0.1+0.6) \times 2 \times 0.02 \times 15] = 0.42 \text{ kN/m}$$

- **Le poids total de l'acrotère**

$$G = G_1 + G_2 = 2.145 \text{ kN/m}$$

### II.4 Pré dimensionnement des portiques

Dans le domaine de la construction, le portique est constitué de deux poteaux et d'une poutre. Ces poteaux sont connectés par longrines tandis que la poutre est solidement fixée aux poteaux.

#### II.4.1 Les poutres

Les poutres, qu'elles soient de section rectangulaire ou en forme de « T », jouent un rôle crucial en tant qu'éléments porteurs horizontaux. Leur fonction principale est de supporter les charges des planchers et de les transférer aux éléments verticaux.

➤ Selon le BAEL 91 modifié 99 :

- La hauteur de la poutre doit être :  $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$
- La largeur de la poutre doit être :  $0.3h \leq b \leq 0.7h$

Avec :

- $L_{max}$  : portée de la poutre de la plus grande travée considérée.
- $h$  : Hauteur de la poutre.
- $b$  : Largeur de la poutre.

Il est recommandé que la hauteur doive vérifier les rapports suivants exigés par le **RPA99 version 2003**, à savoir :

- La hauteur de la poutre doit être :  $h \geq 30 \text{ cm}$ .
- La largeur de la poutre doit être :  $b \geq 20 \text{ cm}$ .
- Le rapport hauteur largeur doit être :  $\frac{h}{b} \leq 4$ .

a) **Poutre principale (porteuse) :**  $L_{max} = 600 - 30 = 570 \text{ cm}$ .

✓ Selon le BAEL 91 modifiée 99 [2]

$$\frac{570}{15} \leq h \leq \frac{570}{10} \Rightarrow 38 \text{ cm} \leq h \leq 57 \text{ cm}$$

On prend :  **$h = 50 \text{ cm}$** .

$$0.3 \times 50 \leq b \leq 0.7 \times 50 \Rightarrow 15 \text{ cm} \leq b \leq 35 \text{ cm}$$

On prend :  **$b = 30 \text{ cm}$** .

✓ Vérification selon le RPA99 version 2003 [1]

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charge

- $h = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ . Condition vérifiée.
- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ . Condition vérifiée.
- $50/30 = 1.7 < 4$ . Condition vérifiée.

Donc la section de la poutre principale adoptée est vérifiée  $b \times h = (30 \text{ cm} \times 50 \text{ cm})$ .

**b) Poutre secondaire (non porteuse) :**  $L_{\max} = 570 - 30 = 540 \text{ cm}$ .

✓ Selon le BAEL 91 modifiée 99 [2]

$$\frac{540}{15} \leq h \leq \frac{540}{10} \Rightarrow 36 \text{ cm} \leq h \leq 54 \text{ cm}$$

On prend :  **$h = 45 \text{ cm}$** .

$$0.3 \times 45 \leq b \leq 0.7 \times 45 \Rightarrow 13.5 \text{ cm} \leq b \leq 31.5 \text{ cm}$$

On prend :  **$b = 30 \text{ cm}$** .

✓ Vérification selon le RPA99 version 2003 [1]

- $h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ . Condition vérifiée.
- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ . Condition vérifiée.
- $45/30 = 1.5 < 4$ . Condition vérifiée.

Donc la section de la poutre secondaire adoptée est vérifiée  $b \times h = (30 \text{ cm} \times 45 \text{ cm})$ .

### II.4.2 Les poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs essentiels qui supportent les charges et les surcharges des différents niveaux. Ils transmettent ces charges au sol par l'intermédiaire des fondations et aident également à stabiliser la structure du bâtiment.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait en considérant que ces derniers travaillent à la compression simple. On utilise un calcul basé sur la descente des charges qui a pour but l'évaluation des actions de pesanteur des charges permanentes et d'exploitation.

Les poteaux les plus sollicités de la structure (un poteau central).

Ces poteaux doivent satisfaire le critère de stabilité au flambement et le critère de résistance.

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charge

### a) Critère de résistance

❖ Condition de RPA99 version 2003 [1]

Pour une zone sismique III (ALGER), on doit avoir au minimum :

$$\begin{cases} \text{Min} (a ; b) \geq 30 \text{ cm.} \\ \text{Min} (a ; b) > \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} > 4 \end{cases}$$

Nous considérons des poteaux carrés (a=b).

$h_e$ : Hauteur libre d'étage.

❖ Selon le BAEL 91 modifiée 99[2]

$$N_u = \alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \quad (1)$$

$N_u$  : Effort normal ultime (compression).

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$\alpha$ : Coefficient en fonction de l'élanement mécanique  $\lambda$  qui prend les valeurs Suivantes :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Pour } \lambda \leq 50. \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70. \end{cases}$$

Avec :

$\lambda$  : ( $\lambda = \frac{L_f}{i}$ ) L'élanement mécanique.

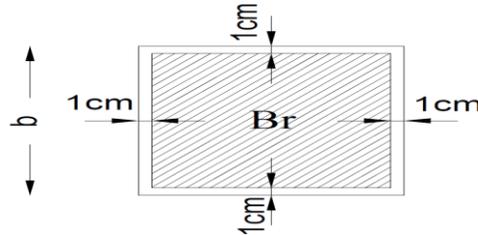
$L_f$  : ( $L_f = 0.7 L_0$ ) Longueur de flambement.

$i$  : ( $i = \sqrt{\frac{i_{min}}{S}}$ ) Rayon de giration.

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charge

$I$  : ( $I = \frac{bh^3}{12}$ ) Moment d'inertie de la section.

$B_r$  : Section réduite du poteau, obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.  $B_r = (b - 2)(h - 2)$



**Figure II.5** : Section réduite du poteau.

$B$  : Surface de la section du béton

$f_{c28}$  : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours.

$f_e$  : Limite élastique de l'acier

$A_s$  : Section d'acier (armatures longitudinaux). Pris en compte dans le calcul, on prend :

$$A_s = 0.9\% B_r \text{ (Zone III)}$$

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité pour le béton ( $\gamma_b = 1.5$ ) ... .. (Situation durable).

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité pour l'acier ( $\gamma_s = 1.15$ ) ... .. (Situation durable).

Selon le BAEL 91 modifiée 99[2]

$$0.2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :  $\frac{A_s}{B} = 1\%$

On se fixe un élancement mécanique  $\lambda = 35$  pour rester toujours dans le domaine de la compression contrée.

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charge

Selon l'article B.8.4.1 de CBA93, on a :

$$\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0.708$$

De l'équation (1), on tire la valeur de  $B_r$  :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left( \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B\gamma_s} \right)} = 0.0531 N_u$$

- $\frac{A_s}{B_r} = 1\%$
- $\frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$

$$B_r = 0.0531 N_u$$

### b) Vérification à L'ELS

$$N_{ser} = G + Q$$

### c) Loi de dégression

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, nous appliquons pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) . \text{ Donnée par DTR B.C.22 [3]}$$

Avec :

$n$ : Nombre d'étage considérés à partir du sommet.

$Q_0$ : La surcharge d'exploitation sur la terrasse.

$Q_1, Q_2, \dots, Q_n$ : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charge

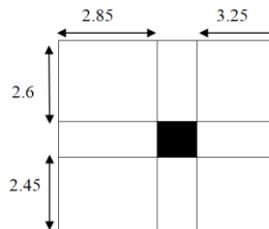
Tableau II.5: Dégression des surcharges.

Niveaux des planchers	Surcharge $Q$	$Q_i$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\Sigma$ Surcharge	$\Sigma$ Surcharge (KN/m <sup>2</sup> )
10 <sup>ème</sup>	$Q_0$	1	$\Sigma_0=Q_0$	1
9 <sup>ème</sup>	$Q_1$	1.5	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2.5
8 <sup>ème</sup>	$Q_2$	1.5	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3.85
7 <sup>ème</sup>	$Q_3$	1.5	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5.05
6 <sup>ème</sup>	$Q_4$	1.5	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6.1
5 <sup>ème</sup>	$Q_5$	1.5	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7
4 <sup>ème</sup>	$Q_6$	1.5	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7.75
3 <sup>ème</sup>	$Q_7$	1.5	$\Sigma_7=Q_0+0,714(Q_1+\dots\dots\dots+Q_7)$	8.497
2 <sup>ème</sup>	$Q_8$	1.5	$\Sigma_8=Q_0+0,688(Q_1+\dots\dots\dots+Q_8)$	9.256
1 <sup>ère</sup>	$Q_9$	1.5	$\Sigma_9=Q_0+0,667(Q_1+\dots\dots\dots+Q_9)$	10.0045
RDC	$Q_{10}$	3.5	$\Sigma_{10}=Q_0+0,65(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{10})$	12.05
Sous-sol	$Q_{11}$	2.5	$\Sigma_{11}=Q_0+0,636(Q_1+\dots\dots\dots+Q_{11})$	13.402

**d) Calcul la descente de charge**

On adopte un poteau carrée de dimensions (30\*30) cm<sup>2</sup> (min de l'RPA)

❖ **Poteau central RDC**



**Figure II.6 : Surface d'influence de poteau central.**

**Surface du plancher seulement**

$$S_{\text{Plancher}} = (2.85 \times 2.45) + (2.85 \times 2.6) + (3.25 \times 2.45) + (3.25 \times 2.6)$$

$$S_{\text{Plancher}} = 30.81 \text{ m}^2$$

**Surface complète du plancher**

$$S_T = (0.3 + 2.85 + 3.25) \times (2.6 + 2.45 + 0.3)$$

$$S_T = 34.24 \text{ m}^2$$

- **Charges permanente revenant à chaque plancher**

Plancher terrasse :  $G = 6.63 \text{ kN/m}^2$

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charge

---

Plancher étage courant (dalle corps creux) :  $G=5.74 \text{ kN /m}^2$

**Poids revenant à chaque plancher :  $P = G \times S$**

Plancher terrasse :  $P= 6.63 \times 30.81=204.27 \text{ KN}$

Plancher étage courant :  $P=5.74 \times 30.81 = 176.85 \text{ KN}$

Plancher dalle pleine (S/sol) :  $P=6.39 \times 30.81=196.88 \text{ KN}$

**Poids propre de la poutre**

Poutre porteuse :  $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 6.1 \times 0,5 \times 0,30 \times 25 = 22.88 \text{ KN}$

Poutre non porteuse :  $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 4.85 \times 0,45 \times 0,30 \times 25 = 16.37 \text{ KN}$

Poids totale des poutres =  $39.25 \text{ KN}$

**Poids propre des poteaux**

Poteau terrasse:  $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3.4-0.5) \times (0.30)^2 \times 25 = 6.525 \text{ KN}$

Poteau s-sol :  $h_p \times a \times b \times \rho_b = (2.89-0.5) \times (0.30)^2 \times 25 = 5.378 \text{ KN}$

**Surcharge d'exploitation**

Plancher terrasse :  $Q_0 = 1 \times 34.24 = 34.24 \text{ KN}$

Plancher étage courant:  $Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = Q_6 = Q_7 = Q_8 = Q_9 = 1.5 \times 34.24 = 51.36 \text{ KN}$

Plancher RDC :  $Q_{10} = 3.5 \times 34.24 = 119.84 \text{ KN}$

Plancher sous-sol :  $Q_{11} = 2.5 \times 34.24 = 85.6 \text{ KN}$

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charge

**Tableau II.6 : Calcul des charges du poteau central.**

Etage	Niveau	Désignation des éléments	G(KN)	Q(KN)
<i>10<sup>ème</sup></i>	N <sub>1</sub>	Terrasse = 204.27 KN Poids des poutres = 39.25 KN Poids des poteaux = 6.525 KN	250.045	34.24
<i>9<sup>ème</sup></i>	N <sub>2</sub>	Venant de N <sub>1</sub> = 250.045 KN Planchers étage 10 <sup>ème</sup> = 176.85 KN Poids des poutres = 39.25 KN Poids des poteaux = 6.525 KN	472.67	84.26
<i>8<sup>ème</sup></i>	N <sub>3</sub>	Venant de N <sub>2</sub> = 472.67 KN Planchers étage 9 <sup>ème</sup> = 176.85 KN Poids des poutres = 39.25 KN Poids des poteaux = 6.525 KN	695.3	130.48
<i>7<sup>ème</sup></i>	N <sub>4</sub>	Venant de N <sub>3</sub> = 695.3 KN Planchers étage 8 <sup>ème</sup> = 176.85 KN Poids des poutres = 39.25 KN Poids des poteaux = 6.525 KN	917.93	171.57
<i>6<sup>ème</sup></i>	N <sub>5</sub>	Venant de N <sub>4</sub> = 917.93KN Planchers étage 7 <sup>ème</sup> = 176.85 KN Poids des poutres = 39.25 KN Poids des poteaux = 6.525 KN	1140.56	207.52
<i>5<sup>ème</sup></i>	N <sub>6</sub>	Venant de N <sub>5</sub> = 1140.56KN Planchers étage 6 <sup>ème</sup> = 176.85 KN Poids des poutres = 39.25 KN Poids des poteaux = 6.525 KN	1363.19	238.34
<i>4<sup>ème</sup></i>	N <sub>7</sub>	Venant de N <sub>6</sub> = 1363.19KN Planchers étage 5 <sup>ème</sup> = 176.85 KN Poids des poutres = 39.25 KN Poids des poteaux = 6.525 KN	1585.82	264.02
<i>3<sup>ème</sup></i>	N <sub>8</sub>	Venant de N <sub>7</sub> = 1585.82KN Planchers étage 4 <sup>ème</sup> = 176.85 KN Poids des poutres = 39.25 KN Poids des poteaux = 6.525 KN	1808.45	289.6
<i>2<sup>ème</sup></i>	N <sub>9</sub>	Venant de N <sub>8</sub> = 1808.45KN Planchers étage 3 <sup>ème</sup> = 176.85 KN Poids des poutres = 39.25 KN Poids des poteaux = 6.525 KN	2031.08	315.59
<i>1<sup>ère</sup></i>	N <sub>10</sub>	Venant de N <sub>9</sub> = 2031.08KN Planchers étage 2 <sup>ème</sup> = 176.85 KN Poids des poutres = 39.25 KN Poids des poteaux = 6.525 KN	2253.71	341.21
<i>RDC</i>	N <sub>11</sub>	Venant de N <sub>10</sub> = 2253.71KN Planchers 1 <sup>ère</sup> = 176.85 KN Poids des poutres = 39.25 KN Poids des poteaux = 6.525 KN	2476.34	411.25

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charge

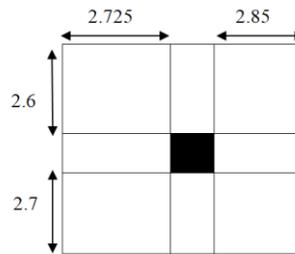
<i>Sous-sol</i>	$N_{12}$	Venant de $N_{11}=2476.34\text{KN}$ Planchers RDC = 196.88 KN Poids des poutres = 39.25 KN Poids des poteaux = 5.378 KN	2717.85	457.54
-----------------	----------	--	---------	--------

**Regroupement des résultats (poteau centrale):**

**Tableau II.7 :** Récapitulatif du résultat pour le poteau le plus sollicité.

Etage	G (KN)	Q (KN)	$N_u$ (KN)	$B_r$ (cm <sup>2</sup> )	a=b (cm)	Le choix
<i>10<sup>ème</sup></i>	250.045	34.24	388.92	206.52	16.37	30*30
<i>9<sup>ème</sup></i>	472.67	84.26	764.49	405.94	22.15	30*30
<i>8<sup>ème</sup></i>	695.3	130.48	1134.38	602.36	26.54	35*35
<i>7<sup>ème</sup></i>	917.93	171.57	1496.56	794.67	30.19	35*35
<i>6<sup>ème</sup></i>	1140.56	207.52	1851.04	982.9	33.35	40*40
<i>5<sup>ème</sup></i>	1363.19	238.34	2197.82	1167.04	36.16	40*40
<i>4<sup>ème</sup></i>	1585.82	264.02	2536.89	1347.09	38.7	45*45
<i>3<sup>ème</sup></i>	1808.45	289.6	2875.81	1527.06	41.08	45*45
<i>2<sup>ème</sup></i>	2031.08	315.59	3221.34	1710.53	43.36	50*50
<i>1<sup>ère</sup></i>	2253.71	341.21	3554.32	1887.34	45.44	50*50
<i>RDC</i>	2476.34	411.25	3959.93	2102.72	47.86	55*55
<i>Sous-sol</i>	2717.85	457.54	4355.41	2312.72	50.1	55*55

❖ **Poteau central étage courant**



**Figure II.7:** Surface d'influence de poteau central EC.

**Surface du plancher seulement**

$$S_{\text{Plancher}} = (2.725 \times 2.6) + (2.85 \times 2.6) + (2.85 \times 2.7)$$

$$S_{\text{Plancher}} = 22.19 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2.725 \times 2.7 = 7.358 \text{ m}^2$$

**Surface complète du plancher**

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charge

$$S_T = (0.3 + 2.85 + 2.725) \times (2.6 + 2.7 + 0.3)$$

$$S_T = 32.9 \text{ m}^2$$

- **Charges permanente revenant à chaque plancher**

Plancher terrasse :  $G = 6.63 \text{ kN/m}^2$

Plancher étage courant (dalle corps creux) :  $G = 5.74 \text{ kN/m}^2$

**Poids revenant à chaque plancher :  $P = G \times S$**

$$\text{plancher terrasse : } P = (6.63 \times 22.19) + (7.36 \times 5.35) = 186.5 \text{ KN}$$

$$\text{plancher étage courant : } P = (5.74 \times 22.19) + (7.36 \times 5.35) = 166.75 \text{ KN}$$

$$\text{plancher dalle pleine (S/sol) : } P = (6.39 \times 22.19) + (7.36 \times 5.35) = 181.5 \text{ KN}$$

**Poids propre de la poutre**

$$\text{Poutre principale : } L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 5.575 \times 0.5 \times 0.30 \times 25 = 20.91 \text{ KN}$$

$$\text{Poutre secondaire : } L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 5.3 \times 0.45 \times 0.30 \times 25 = 17.89 \text{ KN}$$

$$\text{Poids totale des poutres} = 38.8 \text{ KN}$$

**Poids propre des poteaux**

$$\text{Poteau terrasse : } h_p \times a \times b \times \rho_b = (3.4 - 0.5) \times (0.30)^2 \times 25 = 6.525 \text{ KN}$$

$$\text{Poteau s-sol : } h_p \times a \times b \times \rho_b = (2.89 - 0.5) \times (0.30)^2 \times 25 = 5.378 \text{ KN}$$

**Surcharge d'exploitation**

$$\text{Plancher terrasse : } Q_0 = 1 \times 32.9 = 32.9 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher étage courant : } Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = Q_6 = Q_7 = Q_8 = Q_9 = 1.5 \times 32.9 = 49.35 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher RDC : } Q_{10} = 3.5 \times 32.9 = 115.15 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher sous-sol : } Q_{11} = 2.5 \times 32.9 = 82.25 \text{ KN}$$

**Tableau II.8** : Calcul des charges du poteau central.

Etage	Niveau	Désignation des éléments	G(KN)	Q(KN)
10 <sup>ème</sup>	N <sub>1</sub>	Terrasse = 186.5 KN Poids des poutres = 38.8 KN Poids des poteaux = 6.525 KN	231.83	32.9
9 <sup>ème</sup>	N <sub>2</sub>	Venant de N <sub>1</sub> = 231.83KN Planchers étage 10 <sup>ème</sup> = 166.75 KN Poids des poutres = 38.8 KN Poids des poteaux = 6.525 KN	443.91	82.25
8 <sup>ème</sup>	N <sub>3</sub>	Venant de N <sub>2</sub> = 443.91KN	655.99	126.67

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charge

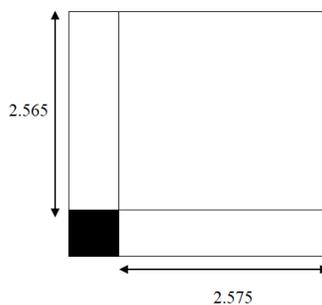
		Planchers étage 9 <sup>ème</sup> = 166.75 KN Poids des poutres = 38.8 KN Poids des poteaux = 6.525 KN		
7 <sup>ème</sup>	N <sub>4</sub>	Venant de N <sub>3</sub> = 655.99KN Planchers étage 8 <sup>ème</sup> =166.75 KN Poids des poutres = 38.8 KN Poids des poteaux =6.525 KN	868.07	166.15
6 <sup>ème</sup>	N <sub>5</sub>	Venant de N <sub>4</sub> = 868.07KN Planchers étage 7 <sup>ème</sup> =166.75 KN Poids des poutres =38.8 KN Poids des poteaux =6.525 KN	1080.15	200.69
5 <sup>ème</sup>	N <sub>6</sub>	Venant de N <sub>5</sub> = 1080.15KN Planchers étage 6 <sup>ème</sup> =166.75 KN Poids des poutres = 38.8 KN Poids des poteaux =6.525 KN	1292.23	230.3
4 <sup>ème</sup>	N <sub>7</sub>	Venant de N <sub>6</sub> =1292.23KN Planchers étage 5 <sup>ème</sup> =166.75 KN Poids des poutres = 38.8 KN Poids des poteaux =6.525 KN	1504.31	254.98
3 <sup>ème</sup>	N <sub>8</sub>	Venant de N <sub>7</sub> = 1504.31KN Planchers étage 4 <sup>ème</sup> =166.75 KN Poids des poutres = 38.8 KN Poids des poteaux =6.525 KN	1716.39	279.55
2 <sup>ème</sup>	N <sub>9</sub>	Venant de N <sub>8</sub> = 1716.39KN Planchers étage 3 <sup>ème</sup> =166.75 KN Poids des poutres =38.8 KN Poids des poteaux =6.525 KN	1928.47	304.52
1 <sup>ère</sup>	N <sub>10</sub>	Venant de N <sub>9</sub> =1928.47KN Planchers étage 2 <sup>ème</sup> = 166.75 KN Poids des poutres =38.8 KN Poids des poteaux =6.525 KN	2140.55	329.15
RDC	N <sub>11</sub>	Venant de N <sub>10</sub> = 2140.55KN Planchers 1 <sup>ère</sup> =166.75 KN Poids des poutres = 38.8 KN Poids des poteaux =6.525 KN	2352.63	396.45
Sous-sol	N <sub>12</sub>	Venant de N <sub>11</sub> = 2352.63KN Planchers RDC = 181.17 KN Poids des poutres = 38.8 KN Poids des poteaux =5.378 KN	2577.98	440.93

**Regroupement des résultats (poteau centrale) :**

**Tableau II.9** : Récapitulatif du résultat pour le poteau le plus sollicité.

Etage	G (KN)	Q (KN)	N <sub>u</sub> (KN)	B <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	a=b (cm)	Le choix
<b>10<sup>ème</sup></b>	231.83	32.9	362.32	192.39	15.87	30*30
<b>9<sup>ème</sup></b>	443.91	82.25	722.65	383.73	21.56	30*30
<b>8<sup>ème</sup></b>	655.99	126.67	1075.59	571.14	25.99	35*35
<b>7<sup>ème</sup></b>	868.07	166.15	1421.12	754.61	29.47	35*35
<b>6<sup>ème</sup></b>	1080.15	200.69	1759.24	934.16	32.56	40*40
<b>5<sup>ème</sup></b>	1292.23	230.3	2089.96	1109.77	35.31	40*40
<b>4<sup>ème</sup></b>	1504.31	254.98	2413.29	1281.46	37.8	45*45
<b>3<sup>ème</sup></b>	1716.39	279.55	2736.45	1453.05	40.12	45*45
<b>2<sup>ème</sup></b>	1928.47	304.52	3060.21	1624.97	42.31	50*50
<b>1<sup>ère</sup></b>	2140.55	329.15	3383.47	1796.62	44.39	50*50
<b>RDC</b>	2352.63	396.45	3770.73	2002.26	46.75	55*55
<b>Sous-sol</b>	2577.98	440.93	4141.67	2199.23	48.9	55*55

❖ **Poteau d'angle**



**Figure II.8** : Surface d'influence de poteau d'angle.

**Surface du plancher seulement**

$$S_{\text{Plancher}} = 2.575 \times 2.565$$

$$S_{\text{Plancher}} = 6.605 \text{ m}^2$$

**Surface complète du plancher**

$$S_T = 2.875 \times 2.865$$

$$S_T = 8.269 \text{ m}^2$$

- **Charges permanente revenant à chaque plancher**

Plancher terrasse :  $G = 6.38 \text{ kN/m}^2$

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charge

---

Plancher étage courant (dalle corps creux) :  $G=5.74 \text{ kN /m}^2$

**Poids revenant à chaque plancher :  $P = G \times S$**

Plancher terrasse :  $P= 6.38 \times 6.605=43.461 \text{ KN}$

Plancher étage courant :  $P=5.74 \times 6.605= 37.582 \text{ KN}$

Plancher dalle pleine (S/sol) :  $P=6.39 \times 6.605=42.206 \text{ KN}$

**Poids propre de la poutre**

Poutre porteuse :  $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 2.575 \times 0.45 \times 0.3 \times 25 = 9.66 \text{ KN}$

Poutre non porteuse :  $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 2.565 \times 0.45 \times 0.3 \times 25 = 8.66 \text{ KN}$

Poids totale des poutres =  $18.32 \text{ KN}$

**Poids propre des poteaux**

Poteau terrasse:  $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3.4-0.5) \times (0.3)^2 \times 25 = 6.53 \text{ KN}$

Poteau s-sol :  $h_p \times a \times b \times \rho_b = (2.89-0.5) \times (0.3)^2 \times 25 = 5.38 \text{ KN}$

**Poids des mures**

Mur du étage courant :  $L.h.G = 2.81 \times (3.4-0.5) \times 5.14 = 41.89 \text{ KN}$

Mur du sous-sol :  $L.h.G = 2.81 \times (2.89-0.5) \times 5.14 = 34.52 \text{ KN}$

**Poids de l'acrotère**

$2.145 \times 5.44 = 11.67 \text{ KN}$

**Surcharge d'exploitation**

Plancher terrasse :  $Q_0 = 1 \times 8.269 = 8.269 \text{ KN}$

Plancher étage courant:  $Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = Q_6 = Q_7 = Q_8 = Q_9 = 1.5 \times 8.269 = 12.40 \text{ KN}$

Plancher RDC :  $Q_{10} = 3.5 \times 8.269 = 28.942 \text{ KN}$

Plancher sous-sol :  $Q_{11} = 2.5 \times 8.269 = 20.673 \text{ KN}$

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charge

**Tableau II.10** : Calcul des charges du poteau d'angle.

Etage	Niveau	Désignation des éléments	G(KN)	Q(KN)
<i>10<sup>ème</sup></i>	N <sub>1</sub>	Terrasse = 42.14 KN Poids des poutres = 18.32 KN Poids des poteaux = 6.64 KN Acrotère = 11.67 KN	78.76	8.269
<i>9<sup>ème</sup></i>	N <sub>2</sub>	Venant de N <sub>1</sub> =78.76KN Planchers étage 10 <sup>ème</sup> =37.582 KN Poids des poutres = 18.32 KN Poids des poteaux = 6.53 KN Mur extérieur = 41.89 KN	183.082	20.67
<i>8<sup>ème</sup></i>	N <sub>3</sub>	Venant de N <sub>2</sub> =183.082 KN Planchers étage 9 <sup>ème</sup> = 37.582 KN Poids des poutres = 18.32 KN Poids des poteaux = 6.53 KN Mur extérieur = 41.89 KN	287.404	33.07
<i>7<sup>ème</sup></i>	N <sub>4</sub>	Venant de N <sub>3</sub> = 287.404KN Planchers étage 8 <sup>ème</sup> =37.582 KN Poids des poutres = 18.32 KN Poids des poteaux =6.53 KN Mur extérieur = 41.89 KN	391.726	45.47
<i>6<sup>ème</sup></i>	N <sub>5</sub>	Venant de N <sub>4</sub> = 391.726 KN Planchers étage 7 <sup>ème</sup> =37.582 KN Poids des poutres =18.32 KN Poids des poteaux =6.53 KN Mur extérieur = 41.89 KN	496.048	57.87
<i>5<sup>ème</sup></i>	N <sub>6</sub>	Venant de N <sub>5</sub> = 496.048 KN Planchers étage 6 <sup>ème</sup> =37.582 KN Poids des poutres = 18.32 KN Poids des poteaux =6.53 KN Mur extérieur = 41.89 KN	600.37	70.27
<i>4<sup>ème</sup></i>	N <sub>7</sub>	Venant de N <sub>6</sub> = 600.37 KN Planchers étage 5 <sup>ème</sup> =37.582 KN Poids des poutres = 18.32 KN Poids des poteaux =6.53 KN Mur extérieur = 41.89 KN	704.692	82.67
<i>3<sup>ème</sup></i>	N <sub>8</sub>	Venant de N <sub>7</sub> = 704.692 KN Planchers étage 4 <sup>ème</sup> =37.582 KN Poids des poutres = 18.32 KN Poids des poteaux =6.53 KN Mur extérieur = 41.89 KN	809.014	95.07
<i>2<sup>ème</sup></i>	N <sub>9</sub>	Venant de N <sub>8</sub> = 809.014 KN Planchers étage 3 <sup>ème</sup> =37.582 KN Poids des poutres =18.32 KN Poids des poteaux =6.53 KN	913.336	107.47

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charge

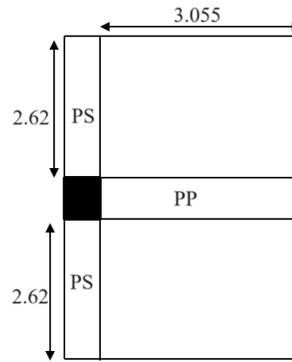
		Mur extérieur = 41.89 KN		
<i>1<sup>ère</sup></i>	N <sub>10</sub>	Venant de N <sub>9</sub> = 913.336KN Planchers étage 2 <sup>ème</sup> = 37.582 KN Poids des poutres =18.32 KN Poids des poteaux =6.53 KN Mur extérieur = 41.89 KN	1017.658	119.87
<i>RDC</i>	N <sub>11</sub>	Venant de N <sub>10</sub> = 1017.658 KN Planchers 1 <sup>ère</sup> =37.582 KN Poids des poutres = 18.32 KN Poids des poteaux =6.53 KN Mur extérieur = 41.89 KN	1121.98	148.81
<i>Sous-sol</i>	N <sub>12</sub>	Venant de N <sub>11</sub> =1121.98 KN Planchers RDC =42.21 KN Poids des poutres = 18.32 KN Poids des poteaux =5.38 KN Mur extérieur = 34.52 KN	1222.41	169.48

**Regroupement des résultats (poteau d'angle):**

**Tableau II.11** : Récapitulatif du résultat pour le poteau d'angle.

Etage	G (KN)	Q (KN)	N <sub>u</sub> (KN)	B <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	a=b (cm)	Le choix
<i>10<sup>ème</sup></i>	78.76	8.269	118.73	63.06	9.94	30*30
<i>9<sup>ème</sup></i>	183.082	20.67	278.17	147.71	14.15	30*30
<i>8<sup>ème</sup></i>	287.404	33.07	437.6	232.37	17.24	30*30
<i>7<sup>ème</sup></i>	391.726	45.47	597.04	317.03	19.81	35*35
<i>6<sup>ème</sup></i>	496.048	57.87	756.47	401.69	22.04	35*35
<i>5<sup>ème</sup></i>	600.37	70.27	915.9	486.34	24.05	35*35
<i>4<sup>ème</sup></i>	704.692	82.67	1075.34	571.01	25.89	40*40
<i>3<sup>ème</sup></i>	809.014	95.07	1234.77	655.66	27.61	40*40
<i>2<sup>ème</sup></i>	913.336	107.47	1394.21	740.33	29.21	40*40
<i>1<sup>ère</sup></i>	1017.658	119.87	1553.64	824.98	30.72	45*45
<i>RDC</i>	1121.98	148.81	1737.89	922.82	32.38	45*45
<i>Sous-sol</i>	1222.41	169.48	1904.47	1011.27	33.8	45*45

❖ **Poteau de rive**



**Figure II.9 :** Surface d'influence de poteau de rive.

### Surface du plancher seulement

$$S_{\text{Plancher}} = (2.62 \times 3.055) \times 2 = 16.01 \text{ m}^2$$

### Surface complète du plancher

$$S_T = 17.76 \text{ m}^2$$

- **Charges permanente revenant à chaque plancher**

Plancher terrasse :  $G = 6.38 \text{ kN/m}^2$

Plancher étage courant (dalle corps creux) :  $G = 5.74 \text{ kN/m}^2$

### Poids revenant à chaque plancher : $P = G \times S$

plancher terrasse :  $P = 6.38 \times 16.01 = 102.14 \text{ KN}$

plancher étage courant :  $P = 5.74 \times 16.01 = 91.897 \text{ KN}$

plancher dalle pleine (S/sol) :  $P = 6.39 \times 16.01 = 102.3 \text{ KN}$

### Poids propre de la poutre

Poutre porteuse :  $L_{pp} \times h \times b \times \rho_b = 3.055 \times 0.5 \times 0.3 \times 25 = 11.46 \text{ KN}$

Poutre non porteuse :  $L_{ps} \times h \times b \times \rho_b = 5.54 \times 0.45 \times 0.3 \times 25 = 18.69 \text{ KN}$

Poids totale des poutres =  $30.15 \text{ KN}$

### Poids propre des poteaux

Poteau terrasse :  $h_p \times a \times b \times \rho_b = (3.4 - 0.5) \times (0.3)^2 \times 25 = 6.53 \text{ KN}$

Poteau s-sol :  $h_p \times a \times b \times \rho_b = (2.89 - 0.5) \times (0.3)^2 \times 25 = 5.38 \text{ KN}$

### Poids des mures

Mur du étage courant :  $L.h.G = 2.81 \times (3.4 - 0.5) \times 5.24 = 42.7 \text{ KN}$

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charge

Mur du sous-sol :  $L.h.G = 2.81 \times (2.89 - 0.5) \times 5.24 = 35.19 \text{ KN}$

### Poids de l'acrotère

$2.145 \times 5.54 = 11.88 \text{ KN}$

### Surcharge d'exploitation

Plancher terrasse :  $Q_0 = 1 \times 17.76 = 17.76 \text{ KN}$

Plancher étage courant:  $Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = Q_6 = Q_7 = Q_8 = Q_9 = 1.5 \times 17.76 = 26.64 \text{ KN}$

Plancher RDC :  $Q_{10} = 3.5 \times 17.76 = 62.16 \text{ KN}$

Plancher sous-sol :  $Q_{11} = 2.5 \times 17.76 = 44.4 \text{ KN}$

**Tableau II.12** : Calcul des charges du poteau de rive.

Etage	Niveau	Désignation des éléments	G(KN)	Q(KN)
10 <sup>ème</sup>	N <sub>1</sub>	Terrasse = 102.14 KN Poids des poutres = 30.15 KN Poids des poteaux = 6.64 KN Acrotère = 11.88 KN	150.81	17.76
9 <sup>ème</sup>	N <sub>2</sub>	Venant de N <sub>1</sub> = 150.81 KN Planchers étage 10 <sup>ème</sup> = 92.06 KN Poids des poutres = 30.15 KN Poids des poteaux = 6.53 KN Mur du sous-sol = 42.7 KN	322.25	44.4
8 <sup>ème</sup>	N <sub>3</sub>	Venant de N <sub>2</sub> = 322.25 KN Planchers étage 9 <sup>ème</sup> = 92.06 KN Poids des poutres = 30.15 KN Poids des poteaux = 6.53 KN Mur du sous-sol = 42.7 KN	493.69	71.04
7 <sup>ème</sup>	N <sub>4</sub>	Venant de N <sub>3</sub> = 493.69 KN Planchers étage 8 <sup>ème</sup> = 92.06 KN Poids des poutres = 30.15 KN Poids des poteaux = 6.53 KN Mur du sous-sol = 42.7 KN	665.13	97.68
6 <sup>ème</sup>	N <sub>5</sub>	Venant de N <sub>4</sub> = 665.13 KN Planchers étage 7 <sup>ème</sup> = 92.06 KN Poids des poutres = 30.15 KN Poids des poteaux = 6.53 KN Mur du sous-sol = 42.7 KN	836.57	124.32
5 <sup>ème</sup>	N <sub>6</sub>	Venant de N <sub>5</sub> = 836.57 KN Planchers étage 6 <sup>ème</sup> = 92.06 KN Poids des poutres = 30.15 KN Poids des poteaux = 6.53 KN	1008.01	150.96

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charge

		Mur du sous-sol = 42.7 KN		
<i>4<sup>ème</sup></i>	N <sub>7</sub>	Venant de N <sub>6</sub> = 1008.01 KN Planchers étage 5 <sup>ème</sup> =92.06 KN Poids des poutres = 30.15 KN Poids des poteaux =6.53 KN Mur du sous-sol = 42.7 KN	1179.45	177.6
<i>3<sup>ème</sup></i>	N <sub>8</sub>	Venant de N <sub>7</sub> = 1179.45 KN Planchers étage 4 <sup>ème</sup> =92.06 KN Poids des poutres = 30.15 KN Poids des poteaux =6.53 KN Mur du sous-sol = 42.7 KN	1350.89	204.24
<i>2<sup>ème</sup></i>	N <sub>9</sub>	Venant de N <sub>8</sub> = 1350.89 KN Planchers étage 3 <sup>ème</sup> =92.06 KN Poids des poutres =30.15 KN Poids des poteaux =6.53 KN Mur du sous-sol = 42.7 KN	1522.33	230.88
<i>1<sup>ère</sup></i>	N <sub>10</sub>	Venant de N <sub>9</sub> = 1522.33 KN Planchers étage 2 <sup>ème</sup> = 92.06 KN Poids des poutres =30.15 KN Poids des poteaux =6.53 KN Mur du sous-sol = 42.7 KN	1693.77	257.52
<i>RDC</i>	N <sub>11</sub>	Venant de N <sub>10</sub> = 1693.77KN Planchers 1 <sup>ère</sup> =92.06 KN Poids des poutres = 30.15 KN Poids des poteaux =6.53 KN Mur du sous-sol = 42.7 KN	1865.21	319.68
<i>Sous-sol</i>	N <sub>12</sub>	Venant de N <sub>11</sub> = 1865.21 KN Planchers RDC = 102.3 KN Poids des poutres = 30.15 KN Poids des poteaux =5.38 KN Mur du sous-sol =42.7 KN	2038.23	264.08

**Regroupement des résultats (poteau de rive):**

**Tableau II.13** : Récapitulatif du résultat pour le poteau de rive.

Etage	G (KN)	Q (KN)	N <sub>u</sub> (KN)	B <sub>r</sub> (cm <sup>2</sup> )	a=b (cm)	Le choix
<i>10<sup>ème</sup></i>	150.81	17.76	230.23	122.3	13.06	30*30
<i>9<sup>ème</sup></i>	322.25	44.4	501.64	266.37	18.32	30*30
<i>8<sup>ème</sup></i>	493.69	71.04	773.04	410.48	22.26	35*35
<i>7<sup>ème</sup></i>	665.13	97.68	1044.45	554.6	25.55	35*35
<i>6<sup>ème</sup></i>	836.57	124.32	1315.85	698.72	28.43	40*40
<i>5<sup>ème</sup></i>	1008.01	150.96	1587.25	842.83	31.03	40*40
<i>4<sup>ème</sup></i>	1179.45	177.6	1858.66	986.95	33.42	45*45
<i>3<sup>ème</sup></i>	1350.89	204.24	2130.06	1131.06	35.63	45*45
<i>2<sup>ème</sup></i>	1522.33	230.88	2401.47	1275.39	37.71	50*50
<i>1<sup>ère</sup></i>	1693.77	257.52	2672.87	1419.29	39.67	50*50
<b>RDC</b>	1865.21	319.68	2997.55	1591.699	41.894	55*55
<i>Sous-sol</i>	2038.23	264.08	3147.73	1671.44	42.88	55*55

### II.4 Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés, d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

D'après le RPA 99 article 7.7.1 les voiles sont considérés comme éléments satisfaisants à la condition :  $L \geq 4a$ . Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : longueur de voile.

a : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15cm de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités.

Dans notre cas :

$$e \geq \max \left\{ 15 \text{ cm} ; \frac{3.4}{22} \right\} = 15.45 \text{ cm}$$

donc on prend  $e=20\text{cm}$ .

## ***Chapitre III:***

### *Calcul des Éléments secondaires*

### **III.1 Introduction**

Dans ce chapitre, nous examinons l'analyse des éléments supplémentaires présents dans notre bâtiment. L'acrotère, les escaliers et les planchers sont des éléments étudiés qui influencent l'impact sismique, mais ils sont perçus comme dépendants de leur géométrie interne de la structure.

Le calcul de ces éléments est réalisé conformément au Règlement BAEL 91 modifié 99 [2] en respectant le règlement parasismique Algérien RPA99 v2003. [1]

Dans la structure, on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne participent pas au contreventement de la structure.

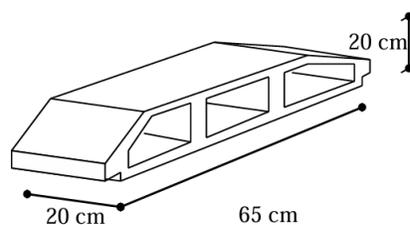
### **III.2 Etude des planchers**

Les planchers jouent un rôle crucial dans la structure en tant qu'éléments horizontaux. Les charges verticales sont soutenues par elles, puis elles sont transmises aux éléments porteurs. Ils assurent également l'isolation thermique et acoustique des différents niveaux tout en assurant la compatibilité des déplacements horizontaux.

#### **III.2.1 Plancher à corps creux**

Dans notre structure, les planchers sont en corps creux ( $20+5=25\text{cm}$ ).

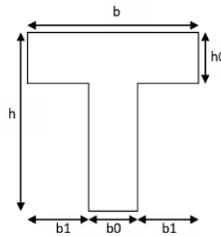
Les corps creux sont associés à des poutrelles préfabriquées espacées de 65cm, avec une dalle de compression de 5cm d'épaisseur.



**Figure III.1 : Corps creux.**

**a) Pré dimensionnement des poutrelles**

Les poutrelles sont des composants préfabriqués en béton armé de section en (Té). Elles ont pour fonction de transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales. Elles sont disposées en fonction du nombre maximal d'appuis.



**Figure III.2 :** Schéma de poutrelle.

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \cdot h_t$$

**Avec :**

$h_0$  : Hauteur de la dalle de compression.

$h_t$  : Hauteur du plancher.

$$b_0 \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right)$$

**Tel que :**

$L_x$  : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

$L_y$  : Distance entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$b = 2 \times b_1 + b_0$$

$$b_0 = (0.4 ; 0.6) \cdot h = (10 ; 15) \text{ cm.}$$

**soit :**  $b_0 = 10 \text{ cm.}$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right) \Rightarrow b \leq 2 \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right) + b_0$$

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm.}$$

$$L_y = 570 - 30 = 540 \text{ cm.}$$

$$b_1 = \min\left(\frac{55}{2}; \frac{540}{10}\right) = 27.5 \text{ cm} \Rightarrow b = 2 \times 27.5 + 10 = 65 \text{ cm}$$

**b) Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles**

- A l'ELU :  $q_u = 1.35G + 1,5Q$                        $p_u = 0.65 \times q_u$
- A l'ELS :  $q_s = G + Q$                                        $p_s = 0.65 \times q_s$

**Tableau III.1** : Les charges supportées par la poutrelle.

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			q <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	p <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	q <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	p <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Terrasse inaccessible</b>	6.63	1.00	10.45	6.8	7.63	4.96
<b>Etage d'habitation</b>	5.74	1.50	9.99	6.49	7.25	4.71
<b>Etage commercial</b>	5.74	3.50	12.99	8.44	9.24	6.01

**c) Méthode de calcul**

Les Moments peuvent être calculés selon trois méthodes différentes en béton armé : la méthode forfaitaire, la méthode de Caquot et la méthode de RDM. De plus, il est possible d'utiliser le logiciel SAP2000, qui repose sur les théories des éléments finis. Comme les poutrelles examinées sont perçues comme des poutres continues sur plusieurs supports, leurs études seront réalisées selon l'une des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire [2]
- Méthode de CAQUOT [2]
- Par le logiciel SAP2000

**d) Calcul des poutrelles**

On a 2 types des poutrelles à étudier :

Poutrelles à une 5 travées



Poutrelles à une 2 travée



**Figure III.3** : schéma de type des poutrelles.

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- ✓ Avant le coulage de la dalle de compression.
- ✓ Après le coulage de la table de compression.

### **d.1 1<sup>ère</sup> étape avant le coulage**

Avant coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée et elle supporte :

- ✓ Son poids propre.
- ✓ Le corps creux.
- ✓ La charge d'exploitation due à l'ouvrier qui travaille  $Q=1\text{KN/m}^2$ .

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon la méthode suivante :

### **Evaluation des charges et surcharges**

Le poids propre de la poutrelle et le poids du corps creux sont ainsi que la charge d'exploitation des travailleurs sur le chantier.

Cette étape correspond à l'avant coulage du béton. La poutrelle est calculée en utilisant la méthode de travail iso statique. (Les poutres préfabriquées sont utilisées sur les chantiers).

- Poids propre de la poutrelle .....  $0.12 \times 0.05 \times 25 = 0.15 \text{ KN/ml}$
- Poids propre du corps creux .....  $0.65 \times 0.25 \times 14 = 2.275 \text{ KN/ml}$

$$\begin{cases} G = 0.15 + 2.275 = 2.425 \text{ KN/ml} \\ Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

### **Combinaisons des charges**

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 4.25 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_{ser} = G + Q = 3.075 \text{ KN/ml}$$

### **Calcul des Moments**

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{4.25 \times 5.7^2}{8} = 17.2 \text{ KN.m}$$

$$M_s = \frac{q_{ser} \times L^2}{8} = \frac{3.075 \times 5.7^2}{8} = 12.49 \text{ KN.m}$$

### Ferraillage

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U

$$M_u = 17.26 \text{ KN.m}, b = 10 \text{ cm}, d = 4.5 \text{ cm}, h = 5 \text{ cm}, \sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$$

D'après l'organigramme de la flexion simple, on a:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{17.26 \times 10^6}{100 \times 45^2 \times 17} = 5.01 > \mu_R \rightarrow A'_s \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible. On prévoit donc des étalements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

### d.2 2<sup>ème</sup> étape après le coulage de la table de compression

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme un élément en « **Té** ».

### Évaluation des charges et surcharges

#### ➤ Plancher terrasse

#### Charges permanentes

$$G = 6.63 \times 0.65 = 4.3 \text{ KN/m}^2$$

#### Charges d'exploitation

$$Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/m}^2$$

#### ➤ Plancher courant

#### Charges permanentes

$$G = 5.75 \times 0.65 = 3.73 \text{ KN/m}^2$$

#### Charges d'exploitation

$$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/m}^2$$

### Combinaison des charges

#### ➤ Plancher terrasse

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 6.78 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_{ser} = G + Q = 4.95 \text{ KN/ml}$$

#### ➤ Plancher courant

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 6.498 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_{ser} = G + Q = 4.71 \text{ KN/ml}$$

**Conclusion** : le plancher terrasse est le plus sollicité.

### e) Calcul des efforts internes

#### ❖ La méthode forfaitaire

On utilise la méthode forfaitaire pour les éléments remplissant les conditions suivantes :

- La surcharge d'exploitation  $Q$  ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien  $5\text{KN/m}^2$ .

$$Q \leq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 2G \\ 5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_i + 1} \leq 1.25$$

- Fissuration considérée comme non préjudiciable.

#### • Exposé de la méthode

On désigne chaque travée par

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q}$$

$$M_t \geq M_{max} \left\{ \begin{array}{l} 1.05M_0 \\ (1 + 0.3\alpha)M_0 - \left(\frac{M_\omega + M_e}{2}\right) \end{array} \right.$$

$$M_t \geq M_{max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ (dans une travée intermédiaire)} \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ (dans un travée de rive)} \end{array} \right.$$

Avec

$M_0$ : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_\omega ; M_e)$  : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

$M_t$ : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

- $M = 0.2M_0$ .....appuis de rive.
- $M = 0.6M_0$ .....pour une poutre à deux travées.
- $M = 0.5M_0$ .....pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées.
- $M = 0.4M_0$ .....pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées.

$M_t$  : Moment en travée.

$M_\omega$  : Moment max sur l'appui gauche.

$M_e$ : Moment max sur l'appui droit.

$M_a$  : Moment à l'appui.

$$M_0 \text{ (Moment isostatique)} \Rightarrow M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

$$T_\omega = T_0 + \frac{M_\omega + M_e}{L} \Rightarrow T_0 = \frac{qL}{2}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_\omega + M_e}{L} \Rightarrow -T_0 = -\frac{qL}{2}$$

Avec

$T_\omega$  : Effort tranchant à gauche de la travée.

$T_e$  : Effort tranchant à droite de la travée.

**Remarque** : Si la méthode forfaitaire n'est pas applicable, on fait appel à la méthode de Caquot.

• **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire**

1)  $Q = 0.65 \text{ KN/ml} \leq \text{Max} \begin{cases} 2G = 2 \times 4.3 = 8.6 \text{ KN/ml} \\ 5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

2) L'inertie est constante pour toutes les travées.  $\dots\dots\dots$  Vérifiée

3) La fissuration est peu nuisible.  $\dots\dots\dots$  Vérifiée

4)  $0.8 \leq \frac{4.72}{5.5} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq 0.86 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

$0.8 \leq \frac{5.5}{5.5} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq 1 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

$0.8 \leq \frac{5.5}{5.7} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq 0.96 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

$0.8 \leq \frac{5.7}{5.5} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq 1.04 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

• **Calcul des moments et l'effort tranchant**

$\alpha = \frac{0.65}{4.3 + 0.65} = 0.13$

**Type 1** : Poutrelle à cinq travée

**ELU** :  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 6.78 \text{ KN/ml}$

**ELS**:  $q_{ser} = G + Q = 4.95 \text{ KN/ml}$

**ELU**

$M_{0BC} = M_{0CD} = M_{0EF} = \frac{6.78 \times 5.5^2}{8} = 25.64 \text{ KN.m}$

$M_{0AB} = \frac{6.78 \times 4.72^2}{8} = 18.88 \text{ KN.m}$

$M_{0DE} = \frac{6.78 \times 5.7^2}{8} = 27.54 \text{ KN.m}$

➤ **Sur appuis**

$$M_a = M_f = 0.2M_0$$

$$M_a = 0.2 \times M_{0 AB} = 0.2 \times 18.88 = 3.78 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 0.2 \times M_{0 EF} = 0.2 \times 25.64 = 5.128 \text{ KN.m}$$

$$M_b = 0.5 \times \text{Max} \begin{cases} M_{0 AB} \\ M_{0 BC} \end{cases} = 0.5 \times 25.64 = 12.82 \text{ KN.m}$$

$$M_c = 0.5 \times \text{Max} \begin{cases} M_{0 BC} \\ M_{0 CD} \end{cases} = 0.4 \times 25.64 = 10.26 \text{ KN.m}$$

$$M_d = 0.5 \times \text{Max} \begin{cases} M_{0 CD} \\ M_{0 DE} \end{cases} = 0.4 \times 27.54 = 11.016 \text{ KN.m}$$

$$M_e = 0.5 \times \text{Max} \begin{cases} M_{0 DE} \\ M_{0 EF} \end{cases} = 0.5 \times 27.54 = 13.77 \text{ KN.m}$$

➤ **En travées**

**Travée AB**

$$M_{t AB} \geq M_{\max} \left\{ \begin{array}{l} 1.05 \times 18.88 \\ (1 + 0.3 \times 0.13) \times 18.88 - \left( \frac{3.78 + 12.82}{2} \right) \end{array} \right\} = \begin{cases} 11.521 \text{ KN.m} \\ 11.32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t AB} \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 18.88 = 11.69 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{t AB} = 11.69 \text{ KN.m}$$

**Travée EF**

$$M_{t EF} \geq M_{\max} \left\{ \begin{array}{l} 1.05 \times 25.67 \\ (1 + 0.3 \times 0.13) \times 25.67 - \left( \frac{5.128 + 13.77}{2} \right) \end{array} \right\} = \begin{cases} 17.47 \text{ KN.m} \\ 17.19 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t EF} \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 25.64 = 15.88 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{t EF} = 17.47 \text{ KN.m}$$

**Travée BC**

$$M_{t BC} \geq M_{\max} \left\{ \begin{array}{l} 1.05 \times 13.32 \\ (1 + 0.3 \times 0.13) \times 13.32 - \left( \frac{12.82 + 10.26}{2} \right) \end{array} \right\} = \begin{cases} 15.38 \text{ KN.m} \\ 15.1 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t BC} \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 25.64 = 13.32 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{t BC} = 15.38 \text{KN.m}$$

**Travée CD**

$$M_{t CD} \geq M_{max} \left\{ \begin{array}{l} 1.05 \times 25.64 \\ (1 + 0.3 \times 0.13) \times 25.64 - \left( \frac{10.26 + 11.016}{2} \right) \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 16.28 \text{KN.m} \\ 16 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{t CD} \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 25.64 = 13.32 \text{KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{t CD} = 16.28 \text{KN.m}$$

**Travée DE**

$$M_{t DE} \geq M_{max} \left\{ \begin{array}{l} 1.05 \times 27.54 \\ (1 + 0.3 \times 0.13) \times 27.54 - \left( \frac{11.016 + 13.77}{2} \right) \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 16.82 \text{KN.m} \\ 16.22 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_{t DE} \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 27.54 = 14.31 \text{KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{t DE} = 16.82 \text{KN.m}$$

**ELS**

$$M_{0 BC} = M_{0 CD} = M_{0 EF} = \frac{4.95 \times 5.5^2}{8} = 18.72 \text{KN.m}$$

$$M_{0 AB} = \frac{4.95 \times 4.72^2}{8} = 13.78 \text{KN.m}$$

$$M_{0 DE} = \frac{4.95 \times 5.7^2}{8} = 20.1 \text{KN.m}$$

➤ **Sur appuis**

$$M_a = M_f = 0.2M_0$$

$$M_a = 0.2 \times M_{0 AB} = 0.2 \times 13.78 = 2.76 \text{KN.m}$$

$$M_f = 0.2 \times M_{0 EF} = 0.2 \times 18.72 = 3.74 \text{KN.m}$$

$$M_b = 0.5 \times \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} M_{0 AB} \\ M_{0 BC} \end{array} \right\} = 0.5 \times 18.72 = 9.36 \text{KN.m}$$

$$M_c = 0.5 \times \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} M_{0 BC} \\ M_{0 CD} \end{array} \right\} = 0.4 \times 18.72 = 7.49 \text{KN.m}$$

$$M_d = 0.5 \times \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} M_{0 CD} \\ M_{0 DE} \end{array} \right\} = 0.4 \times 20.1 = 8.04 \text{KN.m}$$

$$M_e = 0.5 \times \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} M_{0 DE} \\ M_{0 EF} \end{array} \right\} = 0.5 \times 20.1 = 10.05 \text{KN.m}$$

➤ **En travées**

**Travée AB**

$$M_{tAB} \geq M_{max} \left\{ \begin{array}{l} 1.05 \times 13.78 \\ (1 + 0.3 \times 0.13) \times 13.78 - \left( \frac{2.76 + 9.36}{2} \right) \end{array} \right. = \begin{cases} 8.41KN.m \\ 8.26KN.m \end{cases}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 13.78 = 8.54KN.m$$

$$\Rightarrow M_{tAB} = 8.54KN.m$$

**Travée EF**

$$M_{tEF} \geq M_{max} \left\{ \begin{array}{l} 1.05 \times 18.72 \\ (1 + 0.3 \times 0.13) \times 18.72 - \left( \frac{10.05 + 3.74}{2} \right) \end{array} \right. = \begin{cases} 12.76KN.m \\ 12.56KN.m \end{cases}$$

$$M_{tEF} \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 18.72 = 11.59KN.m$$

$$\Rightarrow M_{tEF} = 12.76KN.m$$

**Travée BC**

$$M_{tBC} \geq M_{max} \left\{ \begin{array}{l} 1.05 \times 18.72 \\ (1 + 0.3 \times 0.13) \times 18.72 - \left( \frac{9.36 + 7.49}{2} \right) \end{array} \right. = \begin{cases} 11.23KN.m \\ 18.52KN.m \end{cases}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 18.72 = 9.73KN.m$$

$$\Rightarrow M_{tBC} = 18.52KN.m$$

**Travée CD**

$$M_{tCD} \geq M_{max} \left\{ \begin{array}{l} 1.05 \times 18.72 \\ (1 + 0.3 \times 0.13) \times 18.72 - \left( \frac{7.49 + 8.04}{2} \right) \end{array} \right. = \begin{cases} 11.89KN.m \\ 11.69KN.m \end{cases}$$

$$M_{tCD} \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 18.72 = 9.73KN.m$$

$$\Rightarrow M_{tCD} = 11.89KN.m$$

**Travée DE**

$$M_{tDE} \geq M_{max} \left\{ \begin{array}{l} 1.05 \times 20.1 \\ (1 + 0.3 \times 0.13) \times 20.1 - \left( \frac{8.04 + 10.05}{2} \right) \end{array} \right. = \begin{cases} 12.06KN.m \\ 11.84KN.m \end{cases}$$

$$M_{tDE} \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 20.1 = 10.44 \text{KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{tDE} = 12.06 \text{KN.m}$$

**Effort tranchant**

**ELU**

**Travée AB**

$$T_{\omega} = \frac{4.72 \times 6.78}{2} + \frac{3.78 - 12.82}{4.72} = 14.09 \text{KN.m}$$

$$T_e = -\frac{4.72 \times 6.78}{2} + \frac{3.78 - 12.82}{4.72} = -17.92 \text{KN.m}$$

**Travée BC**

$$T_{\omega} = \frac{5.5 \times 6.78}{2} + \frac{10.26 - 12.82}{5.5} = 19.11 \text{KN.m}$$

$$T_e = -\frac{5.5 \times 6.78}{2} + \frac{10.26 - 12.82}{5.5} = -18.18 \text{KN.m}$$

**Travée CD**

$$T_{\omega} = \frac{5.5 \times 6.78}{2} + \frac{10.26 - 11.016}{5.5} = 18.51 \text{KN.m}$$

$$T_e = -\frac{5.5 \times 6.78}{2} + \frac{10.26 - 11.016}{5.5} = -18.7 \text{KN.m}$$

**Travée DE**

$$T_{\omega} = \frac{5.7 \times 6.78}{2} + \frac{11.016 - 13.77}{5.7} = 18.84 \text{KN.m}$$

$$T_e = -\frac{5.7 \times 6.78}{2} + \frac{11.016 - 13.77}{5.7} = -19.81 \text{KN.m}$$

**Travée EF**

$$T_{\omega} = \frac{5.5 \times 6.78}{2} + \frac{13.77 - 5.128}{5.5} = 20.22 \text{KN.m}$$

$$T_e = -\frac{5.5 \times 6.78}{2} + \frac{13.77 - 5.128}{5.5} = -17.07 \text{KN.m}$$

**Type 2 : Poutrelle à deux travée**

**ELU**

$$M_{0AB} = \frac{6.78 \times 5.7^2}{8} = 27.54 \text{KN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{6.78 \times 5.5^2}{8} = 25.64 \text{ KN.m}$$

➤ **Sur appuis**

$$M_a = M_f = 0.2M_0$$

$$M_a = 0.2 \times M_{0AB} = 0.2 \times 27.54 = 5.51 \text{ KN.m}$$

$$M_c = 0.2 \times M_{0BC} = 0.2 \times 25.64 = 5.13 \text{ KN.m}$$

$$M_b = 0.6 \times \text{Max} \begin{cases} M_{0AB} \\ M_{0BC} \end{cases} = 0.6 \times 27.54 = 16.52 \text{ KN.m}$$

➤ **En travées**

**Travée AB**

$$M_{tAB} \geq M_{\text{max}} \left\{ \begin{array}{l} 1.05 \times 27.54 \\ (1 + 0.3 \times 0.13) \times 27.54 - \left( \frac{5.51 + 16.52}{2} \right) \end{array} \right\} = \begin{cases} 17.9 \text{ KN.m} \\ 17.6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 27.54 = 17.06 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{tAB} = 17.9 \text{ KN.m}$$

**Travée BC**

$$M_{tBC} \geq M_{\text{max}} \left\{ \begin{array}{l} 1.05 \times 25.64 \\ (1 + 0.3 \times 0.13) \times 25.64 - \left( \frac{16.52 + 5.13}{2} \right) \end{array} \right\} = \begin{cases} 16.1 \text{ KN.m} \\ 15.81 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 25.64 = 15.88 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{tBC} = 16.1 \text{ KN.m}$$

**ELS**

$$M_{0AB} = \frac{4.95 \times 5.7^2}{8} = 20.1 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{4.95 \times 5.5^2}{8} = 18.72 \text{ KN.m}$$

➤ **Sur appuis**

$$M_a = M_f = 0.2M_0$$

$$M_a = 0.2 \times M_{0AB} = 0.2 \times 20.1 = 4.02 \text{ KN.m}$$

$$M_c = 0.2 \times M_{0BC} = 0.2 \times 18.72 = 3.74 \text{ KN.m}$$

$$M_b = 0.6 \times \text{Max} \begin{cases} M_{0\ AB} \\ M_{0\ BC} \end{cases} = 0.6 \times 20.1 = 12.06\text{KN.m}$$

➤ **En travées**

**Travée AB**

$$M_{t\ AB} \geq M_{\text{max}} \left\{ \begin{array}{l} 1.05 \times 20.1 \\ (1 + 0.3 \times 0.13) \times 20.1 - \left( \frac{4.01 + 12.06}{2} \right) \end{array} \right. = \begin{cases} 13.07\text{KN.m} \\ 12.84\text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t\ AB} \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 20.1 = 12.45\text{KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{t\ AB} = 13.07\text{KN.m}$$

**Travée BC**

$$M_{t\ BC} \geq M_{\text{max}} \left\{ \begin{array}{l} 1.05 \times 18.72 \\ (1 + 0.3 \times 0.13) \times 18.72 - \left( \frac{12.06 + 3.74}{2} \right) \end{array} \right. = \begin{cases} 11.76\text{KN.m} \\ 11.55\text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t\ BC} \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.13}{2} \times 18.72 = 11.6\text{KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{t\ BC} = 11.76\text{KN.m}$$

**Effort tranchant**

**ELU**

**Travée AB**

$$T_{\omega} = \frac{5.7 \times 6.78}{2} + \frac{5.51 - 16.52}{5.7} = 17.39\text{KN.m}$$

$$T_e = -\frac{5.7 \times 6.78}{2} + \frac{5.51 - 16.52}{5.7} = -21.25\text{KN.m}$$

**Travée BC**

$$T_{\omega} = \frac{5.5 \times 6.78}{2} + \frac{16.52 - 5.13}{5.5} = 20.72\text{KN.m}$$

$$T_e = -\frac{5.5 \times 6.78}{2} + \frac{16.52 - 5.13}{5.5} = -16.57\text{KN.m}$$

• **Calcul de ferrailage**

Le type de poutrelle le plus défavorable pour le ferrailage est celui qui présente le moment le plus élevé en travée et sur appuis, et le calcul est effectué à l'ELU en flexion simple.

Les maximums d'efforts sur les appuis et en travée sont :

### ELU

$$M_{t \max} = 17.9 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \max} = 18.82 \text{ KN.m}$$

$$M_{u \max} = 20.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{u \max} = 21.25 \text{ KN.m}$$

### ELS

$$M_{t \max} = 18.52 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \max} = 12.06 \text{ KN.m}$$

#### ❖ Ferrailage en travée

$$h = 25 \text{ cm} ; h_0 = 5 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm} ; d = 0.9h = 22.5 \text{ cm} ; \\ \sigma_{bc} = 17 \text{ MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}.$$

Le calcul des sections en forme de « **Té** » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si  $M_u > M_{tab}$  : l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.
- Si  $M_u < M_{tab}$  : l'axe neutre est dans la table de compression.

$$\text{On a } M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 92.105 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} < M_{tab}$$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table « **b** ».

Donc la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (**b** × **h**) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

**Tableau III.2 :** Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.

$M_{tu}$ (KN.m)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z (cm)	$\mu < 0.186$	$\xi_s$	$\sigma_s$ (MPa)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
17.9	0.032	oui	0	0.041	22.13	oui	10‰	435	1.86

• **Condition non fragilité**

$$A_s^{min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.61cm^2$$

$$A_s = \max\{1.86cm^2, 1.61cm^2\} = 1.86cm^2$$

On adopte **2T12**.  $A_s = 2.26cm^2$

❖ **Ferrailage sur appuis**

On a  $M_{au}^{max} = 18.82KN.m < M_{tab} = 92.105KN.m$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ ) en flexion simple.

**Tableau III.3 :** Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.

$M_{au}$ (KN.m)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z (cm)	$\mu < 0.186$	$\xi_s$	$\sigma_s$ (MPa)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
18.82	0.035	oui	0	0.045	22.095	oui	10‰	435	1.96

• **Condition non fragilité**

$$A_s^{min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.61cm^2$$

$$A_s = \max\{1.96cm^2, 1.61cm^2\} = 1.96cm^2$$

On adopte **2T12**.  $A_s = 2.26cm^2$

**d. Vérifications**

**d.1. Effort tranchant**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire :  $T_u^{max} = 21.25 KN.m$

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Tel que :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5MPa \right\} = 4MPa \dots \dots \dots \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{21.25 \times 10^3}{100 \times 225} = 0.94MPa < \bar{\tau}_u = 4MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**d.1.1. Au voisinage des appuis**

**a. Appuis de rives**

**a.1. Vérification de la compression du béton**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0.9 \times b_0 \times d} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :  $T_u = 14.09$  (appui de rive).

$$\sigma_b = \frac{14.09 \times 10^3}{0.9 \times 100 \times 225} = 0.695MPa < 0.4 \frac{30}{1.5} = 8MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**a.2. Vérification des armatures longitudinales**

$$A_s = 2.26cm^2 \geq \frac{T_u \times \gamma_s}{f_e} = 0.32cm^2 \dots \dots \dots \text{Vériefiée}$$

**b. Appuis intermédiaires**

**b.1. Vérification de la contrainte de compression**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0.9 \times b_0 \times d} = \frac{21.25 \times 10^3}{0.9 \times 100 \times 225} = 1.05 \text{ MPa} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \frac{30}{1.5} = 8 \text{ MPa}$$

### b.2. Vérification des armatures longitudinales

$$A_s = 2.26 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u \times \gamma_s}{f_e} = 0.49 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vériefiée}$$

### c. Vérification à l'ELS

#### c.1 vérification des contraintes des armatures

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

#### Vérification des contraintes du béton

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé. La section étant soumise à un moment  $M_{ser}$ , la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

On doit vérifier que :

- 1)  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$
- 2)  $\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

#### Détermination de l'axe neutre

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

Avec :  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ ,  $b = 65 \text{ cm} (\text{travée})$ ,  $b_0 = 10 \text{ cm} (\text{appuis})$ ,  $c = c' = 2 \text{ cm}$ .

$y$  : est la solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie.

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

Si  $y \leq h_0$  hypothèse est vérifiée.

Si  $y \geq h_0$  la distance «  $y$  » et le moment d'inertie se calculent par la formules suivante

$$\begin{cases} b_0 + (2(b - b_0)h_0 + 30(A_s + A'_s)y) - ((b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)) = 0 \\ I = \frac{b_0}{3}y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0\left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15(A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2) \end{cases}$$

**Tableau III.4** : Vérification de la contrainte de béton.

	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
<b>Appui</b>	12.06	2.26	2.75	13673.72	2.43	18	vérifiée
<b>Travée</b>	18.52	2.26	2.7	13716.62	3.65	18	vérifiée

**Vérification de la fleche**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées

Les conditions à vérifier :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{25}{570} = 0.044 < 0.0625 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{2.26}{10 \times 22.5} = 0.01 > 0.0084 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{25}{570} = 0.044 < \frac{18.52}{10(20.1)} = 0.092 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

Avec :

$$h = 25\text{cm} ; b_0 = 10\text{cm} ; d = 22.5\text{cm} ; L = 5.70\text{m} ; M_{ser} = 18.52\text{MPa} ;$$

$$M_0 = 20.1\text{MPa} ; A_s = 2.26\text{cm}^2 ; f_e = 500\text{MPa}$$

Puisque les trois conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale

$$\Delta_{fr} = f_v - f_i \leq f$$

$$\text{Tel que } f = 0.5 + \frac{L}{1000} \quad \text{Si } L \geq 5\text{m}$$

$$f = \frac{L}{500} \quad \text{Si } L \leq 5\text{m}$$

$$\text{Donc } f = 0.5 + \frac{570}{1000} = 1.07\text{cm}$$

**Position de l'axe neutre «  $y_1$  »**

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left( \frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

**Moment d'inertie de la section totale homogène «  $I_0$  »**

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{b - b_0}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15A_s (d - y_1)^2$$

**Calcul des moments d'inerties fictifs**

$$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\delta \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{\delta(2+3\frac{b_0}{b})} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0d} \dots \dots \dots \text{Pourcentage des armatures.}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau

**Tableau III.5 : Calcul de la flèche.**

$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$y_1$ (cm)	$\delta$	$\sigma_s$ (MPa)	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fv}$ (cm <sup>4</sup> )
18.52	2.26	8.19	0.01	364.21	4.88	1.95	0.75	121168.36	28601.97	49205.43

**Calcul des modules de déformation**

$$E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 34179.56 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 11496.76 \text{ MPa}$$

**Calcul de la flèche due aux déformations instantanées**

$$f_i = \frac{M_{ser}L^2}{10E_iI_{fi}} = 0.6 \text{ cm}$$

**Calcul de la flèche due aux déformations différées**

$$f_v = \frac{M_{ser}L^2}{10E_vI_{fv}} = 1.06 \text{ cm}$$

$$\Delta_{fT} = f_v - f_i = 1.06 - 0.6 = 0.46 \text{ cm} < f = 1.07 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

**Calcul des armatures transversales et l'espacement**

Les armatures transversales sont fabriquées avec de l'acier de haute adhérence de nuance **FeE500**.

$$(f_e = 500 \text{ MPa})$$

$$\text{RPA 99 version 2003} \begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003b_0 \\ S_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4}; 12\phi_l \right) \dots \text{Zone nodale. [1]} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.} \end{cases}$$

Avec

$$\phi_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right)$$

$\phi_l$  : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \text{Min} (0.71\text{cm}; 1\text{cm}; 6.5\text{cm})$$

On adopte  $\phi_t = 7.1 \text{ mm}$ .

$$\text{Selon le CBA 93} \begin{cases} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj}K}{0.8f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ S_t \leq \text{Min}(0.9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left( \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right) \end{cases} \quad [4]$$

Donc

- **RPA 99 version 2003**

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.03\text{cm} \\ S_t \leq 6.25\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale. [1]} \\ S_t \leq 12.5\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.} \end{cases}$$

- **Selon le CBA 93**

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.055\text{cm} \\ S_t \leq 20.25\text{cm} \\ \frac{A_t}{S_t} \geq 0.094\text{cm} \end{cases} \quad [4]$$

**Choix d'armatures**

$$A_t = 2\pi \frac{\phi_t^2}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

On adopte  $A_t = 3\phi_6 = 0.85 \text{ cm}^2$

### Choix des espacements

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.036 \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.85}{0.036} = 23.61 \text{ cm}$$

Donc  $\begin{cases} S_t = 8 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{cases}$

### Ferrailage de la dalle de compression

Il est nécessaire de procéder au ferrailage de la dalle de compression en utilisant un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser.

20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.

30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si } \begin{cases} 50 \text{ cm} \leq L \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_1 = \frac{4L}{f_e} \\ L \leq 50 \text{ cm} \rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e} \end{cases}$$

Avec

L : distance entre axes des poutrelles.

$A_1$  : Armatures perpendiculaires aux poutrelles.

$A_2$  : Armatures parallèles aux poutrelles.

Tel que

$L = 65 \text{ cm}$  ;  $f_e = 500 \text{ MPa}$  (acier rond lisse)

Donc on obtient  $A_1 = 0.52 \text{ cm}^2$

On prend  $5T6 = 1.41cm^2$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20cm$$

### Armatures de repartition

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = \frac{1.41}{2} = 0.705cm^2$$

Soit  $5T6 = 1.41cm^2$

$$S_t = 20cm$$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

- **Méthode de CAQUOT [2]**

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Elle est basée sur la méthode des poutres continues.

### Exposé de la méthode

- **Moment sur appuis**

$$M_a = 0.15M_0 \quad \text{Appuis de rive.}$$

$$M_a = \frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8.5(l'_w + l'_e)} \quad \text{Appui intermédiaire.}$$

$$\text{Avec } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

- **Moment en travée**

$$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}\right)x + M_w$$

Avec

- $M_0$  : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

- $(M_w; M_e)$  : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.
- $q_w$  : charge répartie à gauche de l'appui considérée.
- $q_e$  : charge répartie à droite de l'appui considérée.

On calcul de chaque côté de l'appui de longueurs de travées fictives «  $l'_w$  » à gauche et «  $l'_e$  » à droite, avec :

- $l' = l$  ... .. pour une travée de rive.
- $l' = 0.8l$  ... .. pour une travée intermédiaire.

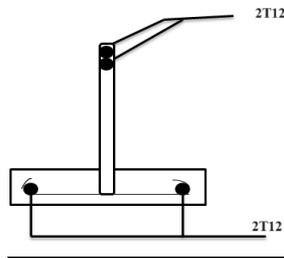
Ou «  $l$  » représente la portée de la travée libre.

- **Effort tranchant**

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec

- $T_w$  : effort tranchant à gauche de l'appui considéré.
- $T_e$  : effort tranchant à droite de l'appui considéré.



**Figure III.4** : schéma de ferrailage des poutrelles.

### III.3 L'acrotère

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante  $Q=1\text{kN/ml}$ .

Son calcul se fait à la flexion composée pour une bande de 1 m.

#### ❖ Dimensions de l'acrotère

- La largeur : 100 cm
- L'épaisseur : 10 cm
- La hauteur : 60 cm

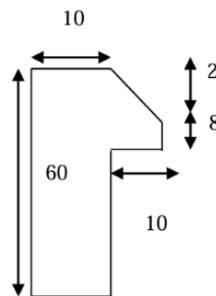


Figure III.4 : Coupe d'un acrotère.

#### III.3.1 Evaluation des charges

##### ➤ Charges permanentes

*Surface de l'acrotère*

$$S = (0.6 \times 0.10) + (0.1 \times 0.1) - \left(\frac{0.1 \times 0.02}{2}\right) = \mathbf{0.069 \text{ m}^2}$$

**Poids propre de l'acrotère**

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0.069 = 1.725 \text{ kN/ml}$$

**Revêtement en ciment (e=2cm ; ρ=18 kN/m<sup>3</sup>)**

$$G_{rc} = \rho_{ci} \times e \times p_{cme}$$

$$G = [(0.1+0.6) \times 2 \times 0.02 \times 15] = 0.42 \text{ kN/m}$$

$$G = 0.42 \text{ kN/ml}$$

$$G = G_{pp} + G_{rc} = 1.725 + 0.42 = 2.145 \text{ KN/ml}$$

➤ **Charge d'exploitation**

$$Q = 1.0 \text{ kN/ml}$$

➤ **L'action des forces horizontales (  $F_p$  )**

L'action des forces horizontales est donnée par :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) RPA pour la zone et le groupe d'usage appropriés.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone III} \\ \text{Groupe 2} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0.25 [1]$$

- $C_p$  : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1)..... [ $C_p=0.8$ ]. [1]
- $W_p$ : Poids de l'acrotère =2.145 kN.
- $F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 2.145 = 1.716 \text{ kN}$ .
- $Q_u = \text{Max} (1.5Q ; F_p)$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1.716 \text{ KN} \\ 1.5Q = 1.5 \text{ KN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = 1.716 \text{ KN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur

$$G = 2.145 \text{ KN/ml et } Q_u = 1.716 \text{ KN/ml}$$

### III.3.2 Calcul des efforts

Pour une bande de 1m de largeur :

- **E.L.U**

$$N_u = 1,35G = 1.35 \times 2.145 = 2.896 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 \times Q_u \times h = 1.5 \times 1.716 \times 0.6 = 1.544 \text{ KN.m}$$

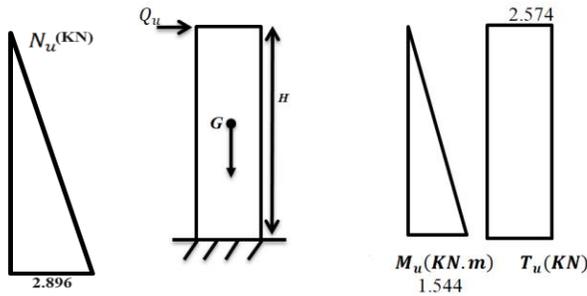
$$T_u = 1.5 \times Q_u = 1.5 \times 1.716 = 2.574 \text{ KN}$$

- **E.L.S**

$$N_{ser} = G = 2.145 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = Q_u \times h = 1.716 \times 0.6 = 1.03 \text{ KN}$$

$$T_{ser} = Q_u = 1.716 \text{ KN}$$

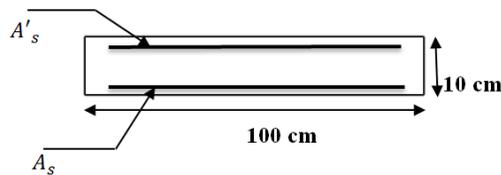


**Figure III.5** : Diagrammes des efforts à L'E.L.U.

**III.3.3 Ferrailage de l'acrotère**

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé en utilisant la méthode de flexion composée et sera exprimé en mètres linéaires. Pour le calcul, une section rectangulaire est prise en compte avec :

$$h = 10 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}, d = 9 \text{ cm}, f_{c28} = 30 \text{ MPa}, \sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}, c = c' = 2 \text{ cm} ; f_e = 500 \text{ MPa}.$$



**Figure III.6** : Ferrailage de l'acrotère.

➤ **Calcul de l'excentricité**

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

$e_1$ : excentricité (dite du premier ordre), de la résultante des contraintes normales.

$$\left. \begin{aligned} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.544}{2.896} = 53.31 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow e_0 > \frac{h}{2} - c'$$

Donc la section est partiellement comprimée (**SPC**)

➤ **Calcul du moment fictif «  $M_f$  »**

$$M_f = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 1.544 + 2.896 \times \left( 0.09 - \frac{0.1}{2} \right) = 1.66 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1.66 \times 10^6}{1000 \times 90^2 \times 17} = 0.012$$

$$\mu < \mu_R = 0.371 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)} \right] = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.012)} \right] = 0.015$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 90(1 - 0.4 \times 0.015) = 89.46 \text{ mm}$$

$$A_s^{fictif} = \frac{M_f}{Z \times \sigma_s} = \frac{1.66 \times 10^6}{89.46 \times 435} = 0.43 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } \begin{cases} A'_s = 0 \\ A_s^{fictif} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.43 - \frac{2.896 \times 10^3}{435 \times 10^2} \Rightarrow A_s = A_s^{fictif} = 0.36 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

➤ **Vérification de la section d'acier selon le BAEL91 modifié 99[2]**

Il faut vérifier  $A_s$  avec la section minimale imposée par la règle du millièmetre et

par la règle de non fragilité :  $A_s^{min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{b \times h}{1000} ; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$

$$A_s^{min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{100 \times 10}{1000} ; 0.23 \times 100 \times 9 \times \frac{2.4}{500} \right\} = \text{Max} \{ 1 \text{ cm}^2 ; 0.9936 \text{ cm}^2 \}$$

$$A_s^{min} = 1 \text{ cm}^2$$

On prend  $A_s = 2.51$  (**5T8**)

Avec un espacement  $S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$  en prend  $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Armateur de répartition**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2$$

On choisit **4T8 = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec un espacement :

$$S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \text{ en prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

➤ **Vérification à l'E.L.S**

$$M_{ser} = 1.03 \text{ KN.m} \quad N_{ser} = 2.145 \text{ KN}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.48 \text{ m} = 48 \text{ cm}$$

On a :

$$e_0 = 48 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée}$$

**(SPC).**

$C$  : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = \frac{h}{2} - e_0 = -43 \text{ cm.}$$

D'après le « **BAEL 91 modifié 99** », on doit résoudre l'équation suivante :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$y_c$  : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

$$\text{Avec : } \begin{cases} p = -3C^2 - \frac{90A'_s}{b}(C - d') + \frac{90A_s}{b}(d - C) = -5534.337 \text{ cm}^2 \\ q = -2C^3 - \frac{90A'_s}{b}(C - d')^2 - \frac{90A_s}{b}(d - C)^2 = 158925.359 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -2.07 \times 10^9 < 0$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.96 \Rightarrow \varphi = 163.74^\circ$$

$$a = 2 \times \sqrt{\frac{-p}{3}} = 85.91$$

$$y_{c1} = a \cos \left[120 + \frac{\varphi}{3}\right] = -85.52 \text{ cm}$$

$$y_{c2} = a \cos \left[\frac{\varphi}{3}\right] = 46.79 \text{ cm}$$

$$y_{c3} = a \cos \left[240 + \frac{\varphi}{3}\right] = 35.74 \text{ cm}$$

La solution qui convient est :  $y_c = 46.79 \text{ cm}$  ;  $y_{ser} = y_c + C = 3.8 \text{ cm}$ .

En suite en calcul l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - d')^2] = 2644.32 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification des contraintes**

**a. Contrainte du béton**

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{y_c \times N_{ser}}{I} \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{46.79 \times 10 \times 2.145 \times 10^3}{2644.32 \times 10^4} \right) \times 3.8 = 0.144 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée.

**b. Contraintes de l'acier**

$$\sigma_s = 15 \left( \frac{y_c \times N_{ser}}{I} \right) \times (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow \text{Acier rendu}$$

$$\sigma_s = 15 \left( \frac{46.79 \times 10 \times 2.145 \times 10^3}{2644.32 \times 10^4} \right) \times (90 - 3.8) = 49.1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = 215.6 \text{ MPa} \dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 49.1 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 215.6 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 15 \left( \frac{y_c \times N_{ser}}{I} \right) \times (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow \text{Acier comprimé}$$

$$\sigma_s = 15 \left( \frac{46.79 \times 10 \times 2.145 \times 10^3}{2644.32 \times 10^4} \right) \times (3.8 - 2) = 1.02 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = 215.6 \text{ MPa} \dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

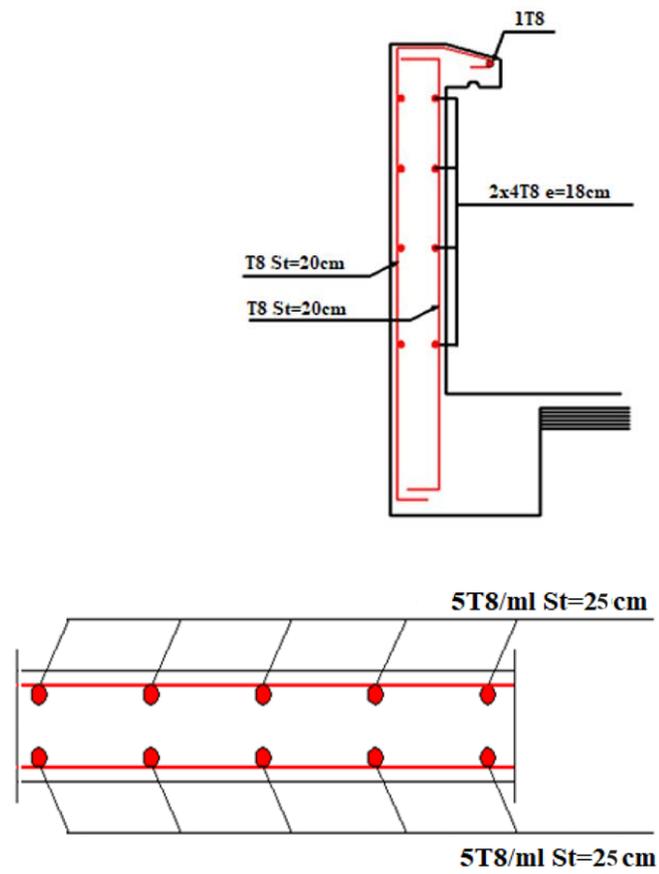
$$\sigma_s = 1.02 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 215.6 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\} = 3 \text{ MPa} \\ \tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{2.57 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0.029 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \text{ la condition est vérifiée}$$



**Figure III.7 :** Disposition des armatures dans l'acrotère.

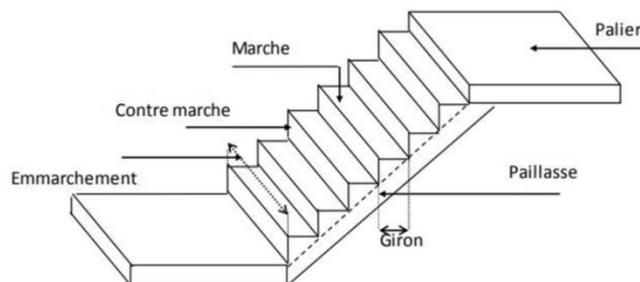
### III.4 les escaliers

Un escalier est un ensemble de marches permettant de monter d'un étage à un autre dans un bâtiment ou une construction. Les escaliers doivent être fabriqués en respectant les normes de sécurité et de réglementation en vigueur afin de supporter le poids des utilisateurs et de leur chargement. Les escaliers peuvent être réalisés en béton, en acier, en bois ou en pierre, et leur conception sera influencée par le contexte de leur utilisation, par l'espace disponible et par les besoins particuliers des utilisateurs.

#### III.4.1 Définition les éléments d'un escalier

Un escalier est caractérisé par :

- **La marche** : la partie horizontale des gradins constituant l'escalier (M).
- **La contre marche** : la partie verticale des gradins (CM).
- **La hauteur** ou la montée d'un escalier (H).
- **La hauteur** d'une marche (h).
- **Le giron** : la largeur de la marche (g).
- **L'embranchement** : la largeur de la volée.
- **La volée** : suite ininterrompue des marches.
- **La paillasse** : le support des marches.
- **Le palier** : la partie horizontale entre les volés.



**Figure III.8** : Les éléments d'un escalier.

**III.4.2 Pré dimensionnement**

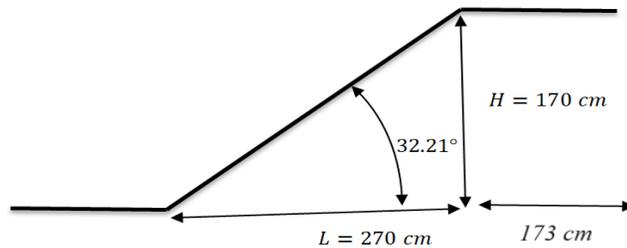
- Le nombre de contre marche ... ..  $n = 10$
- Le nombre des marches ... ..  $n - 1 = 9$

**a. Vérification de la formule de blondel**

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir

Alors

$$\begin{cases} 59 \leq 2h + g \leq 66 \\ H = h \times n \Rightarrow h = \frac{H}{n} \\ L = (n - 1) \times g \Rightarrow g = \frac{L}{n - 1} \end{cases}$$



**Figure III.9 :** Schéma des escaliers.

- $(n - 1)$ : Nombre de marches.
- $n$ : Nombre de contre marches.
- $h$  : Hauteur de la marche
- $g$  : Largeur de la marche (giron).
- $L$ : Portée en plan de la volée ( $L = 3.19$  m)
- $H$  : Hauteur entre les faces supérieures de deux paliers successifs.

$$h = \frac{H}{n} = \frac{170}{10} = 17cm \quad ; \quad g = \frac{L}{n - 1} = \frac{270}{9} = 30cm$$

$$\begin{cases} 59 \leq 2h + g \leq 66 \\ 16 \leq h \leq 66 \\ 22 \leq g \leq 33 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 64cm \\ h = 17cm \\ g = 30cm \end{cases} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

➤ **Détermination angle d'inclinaison de la paillasse**

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{170}{270} = 0.63 \Rightarrow \alpha = 32.21^\circ$$

➤ **Détermination de l'épaisseur de paillasse**

$$L_{paillasse} : \cos \alpha = \frac{2.7}{L'} \Rightarrow L' = 3.19 \text{ cm}$$

$$L_{Totale} = 2.7 + 1.73 = 4.43 \text{ m}$$

$$\frac{L_{Totale}}{30} \leq e_p \leq \frac{L_{Totale}}{20} \Rightarrow 13.73 \text{ cm} \leq e_p \leq 20.6 \text{ cm}$$

On adopte:  $e_p = 17 \text{ cm}$ .

Les charges permanentes **G** et les surcharges d'exploitations **Q** sont évaluées selon le **D.T.R.B.C.22. [3]**

❖ **Le palier**

Le tableau ci-dessous représente la charge permanente du palier de l'escalier

**Tableau III.6 : Évaluation de charge permanente du palier de l'escalier.**

Elément	Poids volumique ( $KN/m^3$ )	Epaisseur (cm)	Pois surfacique ( $KN/m^2$ )
Dalle de sol	25	0.02	0.5
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.03	0.54
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit en ciment	10	0.02	0.2

La charge permanente du palier  $G = 5.39 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

❖ **La paillasse**

Le tableau ci-dessous représente la charge permanente de la paillasse de l'escalier

**Tableau III.7 :** Évaluation de charge permanente de paillasse de l'escalier.

Elément	Poids volumique ( $KN/m^3$ )	Epaisseur (cm)	Pois surfacique ( $KN/m^2$ )
Poids propre de la paillasse	25	$0.15/\cos 32.21$	4.43
<b>Horizontale</b>			
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Dalle de sol	25	0.02	0.5
<b>Verticale</b>			
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Dalle de sol	25	0.02	0.5
Enduit en ciment	10	0.02	0.2
Poids propre de la marche ( $\frac{h}{2} \times 22$ )	22	/	1.87
Garde-corps	/	/	1

La charge permanente du paillasse  $G = 9.2 KN/m^2$

La charge d'exploitation de tout l'escalier  $Q = 2.5 KN/m^2$

**a. Combinaison des charges**

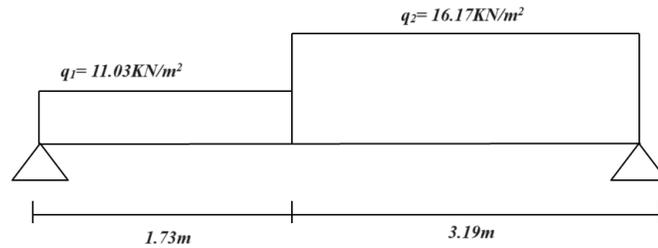
A l'E.L.U:  $p_u = 1.35 G + 1.5 Q$

A l'E.L.S:  $p_{ser} = G + Q$

**Tableau III.8 :** Combinaison des charges de l'escalier.

	$G(KN/m^2)$	$Q(KN/m^2)$	$q_u(KN/m^2)$	$q_{ser}(KN/m^2)$
palier	5.39	2.5	11.03	7.89
paillasse	9.2	2.5	16.17	11.7

**b. Schéma statique**



**Figure III.10** : schéma statique de l'escalier à l'ELU.

**c. La longueur inclinée de la volée**

$$L_v = \frac{2.7}{\cos(32.21)} = 3.19m$$

**d. Efforts tranchant et moment fléchissant**

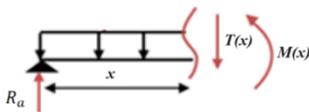
$$\sum M/A = (11.03 \times 1.73) \times \frac{1.73}{2} + \left[ (16.17 \times 3.19) \times \left( \frac{3.19}{2} + 1.73 \right) \right] - 4.92 \times R_b = 0$$

$$R_b = 38.21KN$$

$$R_a = 32.45KN$$

**Tronçon AB**

$$0 \leq x \leq 1.73m$$



$$T(x) = -11.03x + 32.45$$

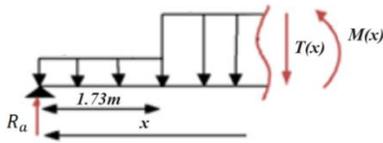
$$T(x) = 0 \Rightarrow X = 2.94$$

$$M(x) = 32.45x - 5.515x^2$$

$$M(0) = 0 \quad M(1.73) = 39.63KN.m$$

**Tronçon BC**

$$1.73m \leq x \leq 3.19m$$



$$T(x) = -11.03 \times 1.73 - 16.17 \times (x + 1.73) + 32.45$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow X = 0.9$$

$$M(x) = -4.04x^2 + 13.37x + 28.61$$

$$M(1.73) = 39.63$$

$$M(3.19) = 30.13 \text{ KN.m}$$

### Récapitulation

$$M_t = 0.85M_0$$

$$M_a = 0.5M_0$$

**Tableau III.9 : Moment en travée et appui.**

	$M_t \text{ (KN.m)}$	$M_a \text{ (KN.m)}$
<b>ELU</b>	30.9	18.18
<b>ELS</b>	22.29	13.11

### III.4.3 Calcul de ferrailage

#### ❖ l'ELU

On considère une bande de 1m, Le calcul de ferrailage se fait en flexion simple, la Fissuration est considérée comme préjudiciable.

FeE500;  $\gamma_s = 1.15$  ;  $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$  ;  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$  ;  $\gamma_b = 1.5$  ;  $f_{bc} = 17 \text{ MPa}$  ;  
 $b=100\text{cm}$  ;  $h=20\text{cm}$  ;  $d=0.9h=18\text{cm}$

**Tableau III.10 : calcul du ferrailage d'escalier à l'ELU.**

	$M_u \text{ (KN.m)}$	$\mu$	$\alpha$	$Z \text{ (cm)}$	$A_{s \text{ cal}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{choisir}} \text{ (cm}^2\text{)}$
<b>Travée</b>	30.9	0.056	0.072	17.48	4.07	4HA12=4.52
<b>Appui</b>	18.18	0.033	0.042	17.7	2.36	3HA12=3.39

**a. Les armatures de répartition**

• **En travée**

$$\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 1.13cm^2 \leq A_r \leq 2.26cm^2$$

Choix 2T12 = 2.26 cm<sup>2</sup>.

• **Aux appuis**

$$\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 0.85cm^2 \leq A_r \leq 1.695cm^2$$

Choix 1T12 = 1.13 cm<sup>2</sup>.

**b. Condition d'espace**

**Tableau III.11** : vérification de l'espace.

	Les armatures longitudinales	Les armatures de repartitions
<b>En travée</b>	$S_t=20cm \leq \text{Min}(3h=60cm;33cm) = 33cm$	$S_t = 25cm \leq \text{Min}(3h=60cm ;33cm)=33cm$
<b>En appuis</b>	$S_t = 20cm \leq \text{Min}(4h=80cm;45cm)=45cm$	$S_t = 25cm \leq \text{Min}(4h=80cm ;33cm)=45cm$

**c. Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{32.45 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.18MPa$$

$$\bar{\tau}_u = 0.2 \frac{f_{c28}}{1.5} = 4MPa$$

$$\tau_u = 0.18MPa < \bar{\tau}_u = 4MPa \quad C.V$$

**d. Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_s^{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s^{min} = 0.23 \times 100 \times 18 \frac{2.4}{500} = 1.99cm^2$$

En travée  $A_s = 4.52cm^2 > A_s^{min} = 1.99cm^2 \dots\dots\dots(C.V)$

Aux appuis  $A_s = 3.39\text{cm}^2 > A_s^{\text{min}} = 1.99\text{cm}^2 \dots\dots\dots(\text{C.V})$

❖ **L'ELS**

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

Il faut vérifier la condition

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 18\text{MPa}$$

• **En travées**

$$A = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{ser}} = 22.29 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y$$

**Position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'y - 15Ad = 0 \Rightarrow y = 4.94\text{cm}$$

**Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A'(y - c')^2 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 15582.67\text{cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{22.29 \times 10^6}{15582.67 \times 10^4} \times 49.4 = 7.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 7.26\text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 18\text{MPa} \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

• **Aux appuis**

$$A = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser} = 13.11 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y$$

**Position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A'y - 15Ad = 0 \Rightarrow y = 4.28 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A'(y - c')^2 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 12185.35 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{13.11 \times 10^6}{12185.35 \times 10^4} \times 42.8 = 4.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4.6 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

Acier : fissuration peu nuisible → aucune vérification à faire  $\sigma_s$ .

**a. Vérification de la flèche**

On doit vérifier que

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{15}{443} = 0.034 < 0.0625 \dots\dots\dots (\text{C.N.V})$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \frac{4.52}{100 \times 18} = 0.0025 < 0.0084 \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad 0.034 > 0.085 \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

Un condition ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

$$\text{Flèche totale } \Delta_{ft} = f_v - f_i \leq f$$

Avec

$$\left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser}L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser}L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right. \text{ et } \left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{si } L < 5m \\ \bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \quad \text{si } L > 5m \end{array} \right.$$

On a  $L=4.43m$ .

Donc  $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{443}{500} = 0.886cm$ .

➤ **Moment d'inertie de la section homogène «  $I_0$  »**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

➤ **Calcul des moments d'inerties fictifs**

$$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1+\lambda_i\mu} \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1+\lambda_v\mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\delta(2+3\frac{b_0}{b})} \dots \dots \dots \text{ pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{\delta(2+3\frac{b_0}{b})} \dots \dots \dots \text{ pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{bd} \dots \dots \dots \text{ Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

➤ **Calcul des modules de deformation**

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 34179.56 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 11496.76 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau

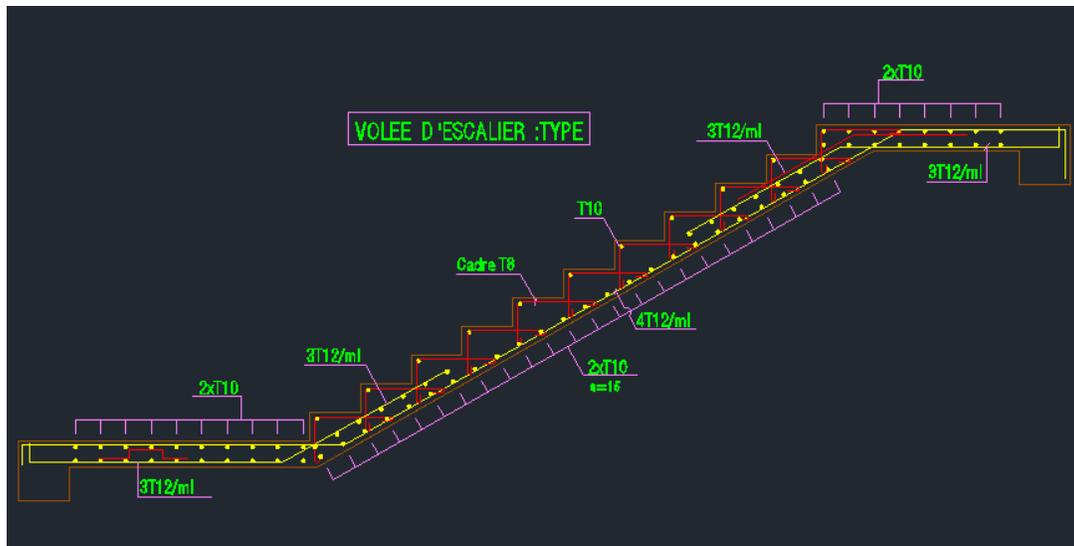
**Tableau III.12 : Vérification de la flèche de l'escalier.**

$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\delta$	$\sigma_s$ (Mpa)	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fv}$ (cm <sup>4</sup> )
22.29	4.52	0.0025	273.97	9.6	3.84	0.183	71005.87	28332.29	41701.44

$$\begin{cases} f_i = 0.45 \text{ cm} \\ f_v = 0.92 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \Delta_f = f_v - f_i = 0.469 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow \Delta_f = 0.469 \text{ cm} < \bar{f} = 0.886 \text{ cm.}$$

La condition est vérifiée.



**Figure III.11 : ferrailage de l'escalier.**

### III.5 Etude des balcons

#### III.5.1 Introduction

Le balcon est une dalle pleine encastrée dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une poutre ou une fenêtre.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

#### III.5.2 Epaisseur du balcon

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{10}$$

Avec

$L_x$ : une portée maximale du balcon.

$L_x = 1.6 \text{ m} \rightarrow$  On prend  $e = 15 \text{ cm}$ .

#### III.5.3 Evaluation des charges

##### a) Charge du balcon

##### ➤ Charge permanente

Tableau III.13 : Charge permanente du balcon.

N	Matériaux	$e \text{ (m)}$	$\rho_v \text{ (KN/m}^3\text{)}$	$G \text{ (KN/m}^2\text{)}$
1	Dalle de sol	0.02	25	0.5
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Dalle pleine	0.15	25	3.75
4	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
$\Sigma G = 5.01 \text{ (KN/m}^2\text{)}$				

##### ➤ Charge d'exploitation

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m

$$G \times 1m = 5.01 \times 1 = 5.01 \text{ KN/ml.}$$

$$Q \times 1m = 3.5 \times 1 = 3.5 \text{ KN/ml.}$$

**b) Charge du garde-corps (charge concentrée F)**

**Tableau III.14 :** Charge permanente du garde-corps.

N	Matériaux	$e(m)$	$\rho_v(KN/m^3)$	$G(KN/m^2)$
1	Enduit intérieur au ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	0.15	9	1.35
3	Enduit extérieur au ciment	0.02	18	0.36
$\Sigma G = 2.07 \text{ (KN/ml)}$				

Pour une garde de 1m.

$$F \times 1m = 2.07 \times 1 = 2.07(KN/ml).$$

➤ **Moment du à la main courante**

$$M_{mc} = Q \times L = 1 \times 1 = 1KN.m$$

**III.5.4 calcul des sollicitations**

- **ELU :**  $q_u = (1.35 \times 5.01) + (1.5 \times 3.5) = 12.01 \text{ KN/ml}$

$$F_u = 1.35 \times 2.07 = 2.79KN$$

- **ELS :**  $q = 5.01 + 3.5 = 8.51 \text{ KN/ml}$

$$F = 2.07 \text{ KN.ml}$$

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur.

❖ **Moment fléchissant**

$$M(x) = -\left(\frac{q}{2}x^2 + Fx + M_{mc}\right)$$

❖ **Effort tranchant**

$$T(x) = (qx + F)$$

**Tableau III.15** : valeurs des efforts internes.

	ELU	ELS
$M(KN.m)$	20.84	15.20
$T(KN)$	22.006	15.67

### III.5.5 calcul de ferrailage

$$h = 15cm, b = 100cm, c = 2cm, d = h - c = 13cm, f_{c28} = 30MPa, f_e = 500MPa, \\ f_{t28} = 2.4MPa, f_{bc} = 17MPa$$

**Tableau III.16** : ferrailage du balcon.

$M_u(KN.m)$	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$\alpha$	$Z$	$A_s^{cal} (cm^2)$	Choix	$A_s^{adp} (cm^2)$	$A'_s (cm^2)$
20.84	0.073	Oui	0.095	12.506	3.69	5T12	5.65	0

➤ **Espacement**

$$S_t = 20cm \leq \text{Min}(3h = 45cm; 33cm) = 33cm \Rightarrow S_t = 20cm.$$

➤ **Armatures de repartitions**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_T \leq \frac{A_s}{2} \rightarrow 1.41 \leq A_T \leq 2.83$$

Le choix est de 4T8 = 2.01cm<sup>2</sup>.

### III.5.6 Les vérifications

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_s^{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = 2.01cm^2 > A_s^{min} = 1.435cm^2 \quad \text{Vérifiée.}$$

➤ **L'effort tranchant**

on doit vérifier que  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.1f_{c28}, 4MPa) = 3MPa \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{22.006 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.169MPa$$

$$\tau_u = 0.169MPa \leq \bar{\tau}_u = 3MPa \text{ Vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'ELS**

On considère que la fissuration est préjudiciable.

➤ **Vérification des contraintes**

- **Position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'(y - c') - 15A(d - y) = 0 \Rightarrow y = 3.92cm$$

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A'(y - c')^2 + 15A(d - y)^2$$

D'après le « **BAEL91 modifiée 99** » on doit vérifier que

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 18MPa$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3}f_e, \text{Max}(0.5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}) \right\} = 250MPa.$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous

**Tableau III.17** : vérification des contraintes du balcon.

$M_{ser}(KN.m)$	$A_s(cm^2)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s(MPa)$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
15.2	5.65	3.92	8995.21	6.62	vérifiée	230.15	vérifiée

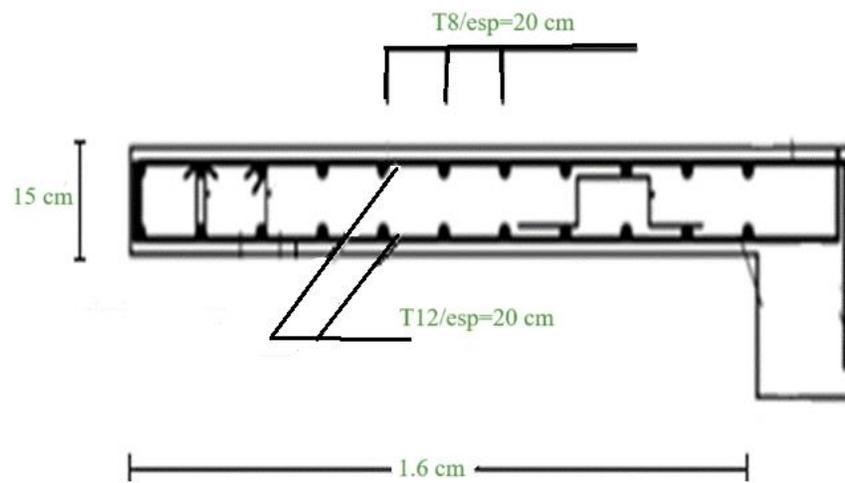
➤ **Vérification de la flèche**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{15}{160} = 0.094 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043 < 0.0084 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad 0.1 \geq 0.1 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Donc n'est pas nécessaire de calculer la flèche.



**Figure III.12** : schéma de ferrailage du balcon.

***Chapitre IV:***  
*Etude dynamique*

### **IV.1 Introduction**

Un séisme se produit lorsque le sol subit une secousse provoquée par la libération soudaine d'énergie accumulée par les pratiques exercées sur les roches, ce qui se propage à la surface de la Terre. La secousse, allant de quelques secondes à quelques minutes, peut causer divers dommages, voire la déformation ou la destruction d'une construction en fonction de son intensité. Devant le danger du séisme et l'impossibilité de le prévoir, il est essentiel de mettre en place des structures capables de faire face à de tels phénomènes, afin de garantir au moins une protection adéquate des vies humaines. C'est pourquoi la construction parasismique est apparue. Cette méthode repose sur une méthode dynamique.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.

### **IV.2 Objectif de l'étude dynamique**

Les études parasismiques offrent la possibilité d'évaluer les modes les plus défavorables en zone sismique ainsi que les dimensions des éléments de résistance, dans le but d'assurer une sécurité adéquate de toute la structure et de garantir un confort d'utilisation. La réalisation de l'ouvrage doit être conforme aux méthodes de dimensionnement parasismique globales.

Elle doit prendre en compte trois éléments :

- ❖ Respect de la réglementation parasismique.
- ❖ Conception architecturale parasismique.
- ❖ Mise en œuvre soignée.

#### **IV.2.1 Modélisation de rigidité**

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).

- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds qui sera par la suite divisé en mailles.
- A tous les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leurs plans pour satisfaire l'hypothèse.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6 DDL bloqués).

### **IV.2.2 Modélisation de masse**

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation  $(G + \beta Q)$  imposée par les RPA99 version 2003[1] avec  $(\beta = 0,2)$  pour les bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir  $2,5 \text{ t/m}^3$ .
- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La charge des escaliers a été répartie au niveau des poutres palières et les poutres des planchers délimitant la cage d'escalier.

### **IV.3 Choix de la méthode de calcul**

Différentes approches ont été suggérées pour évaluer les pressions internes produites à l'intérieur de la structure sollicitée. Le calcul de ces pressions sismiques peut être effectué selon trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

La méthode statique équivalente est non applicable car selon l'article 4.1.2.b du RPA99/2003[1] (Zone III, et groupe d'usage 2) la hauteur dépasse les 17m et la structure est irrégulière en plan pour l'analyse sismique. On utilise la méthode d'analyse modale spectrale.

#### **IV.3.1 Méthode d'analyse modale spectrale**

La méthode dynamique est une méthode universelle, surtout lorsqu'il n'y a pas d'application de la méthode statique équivalente.

### IV.3.1.1 Principe

Chaque mode de vibration vise à maximiser les effets provoqués par les forces sismiques dans la structure, représentés par un spectre de calcul. Ces effets sont ensuite combinés pour obtenir la réponse de la structure correspondante.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée. Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes ( $K$ ) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 0.20 \text{ sec}$$

Où :  $N$  est le nombre de niveaux au-dessus de sol et  $T_k$  la période du mode  $K$ .

### IV.3.1.2 Analyse spectrale

#### ❖ Résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismique à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure a 80% de la résultante des forces sismique déterminer par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t < 0.8V$  il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments ...) dont le rapport est de  $r = \frac{0.8V}{V_t}$  [1]

Où :

$V_t$ : Il donné par le logiciel (modale spectrale).

$V$ : obtenu par la méthode statique équivalente.

#### ❖ Utilisation des spectres de réponse

La méthode la plus utilisée actuellement est de définir le chargement sismique en utilisant un spectre de réponse.

On peut considérer toute structure comme un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique dépend de l'amortissement ( $\zeta$ ) et de la pulsation naturel( $\omega$ ).

Donc pour des accélérogrammes données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période ( $T$ ), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par le spectre de :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 S \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T > 3.0 S \end{cases} \quad [1]$$

Avec :

**g**: Accélération de la pesanteur ( $g = 9,81 m/s^2$ )

**A**: Coefficient d'accélération de zone.

**$\eta$**  : Facteur de correction d'amortissement.

**R** : Coefficient de comportement de la structure.

Il est fonction du système de contreventement.

$T_1 ; T_2$ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

( $T_1 = 0.15 \text{ sec}; T_2 = 0.50 \text{ sec}$ ) [1]

$Q$ : Facteur de qualité.

❖ **Calcul de la force sismique totale**

La force statique équivalente  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A D Q}{R} W$$

Avec :

$V$ : L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.

- **Coefficient d'accélération de zone A** RPA99 v2003 [tab.4.1]

Pour notre cas :

- L'ouvrage est classé de (groupe 2).
- L'implantation de cette bâtiment se fera dans la wilaya d'ALGER (zone III).

Donc :  $A = 0.25$  [1]

- **Facteur d'amplification dynamique moyen D**

La valeur de la période fondamentale de la structure est estimée par l'expression suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0S \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T > 3.0S \end{cases}$$

Avec :

$T$ : La période fondamentale de vibration de la structure est déterminée par :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

$h_N$ : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$$h_N = 37.4m.$$

$C_T$ : Est un coefficient qui est en fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003.

$$C_T = 0.05$$

$T_2$ : Période caractéristique, associé à la catégorie du site et donné par le **tableau 4.7**

Catégorie  $S_3 \rightarrow$  *Site meuble*  $\begin{cases} T_1 = 0.15 S \\ T_2 = 0.50 S \end{cases}$  [1]

- **Facteur de correction d'amortissement  $\eta$**  RPA99v2003 [tab.4.2]

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 \text{ [1]}$$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique.

Avec :

$$\xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,882$$

$\xi = 7\%$ . (Portique en béton armée et de remplissage dense).

❖ **Estimation de la période fondamentale de la structure (T)**

Selon le **RPA 99 version 2003 (Article 4.2.4)** La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques :

- Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003[1]** sont :

$$T = \text{Min} \left( T = C_T h_N^{3/4} ; T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

$$C_T = 0.05$$

$$h_N = 37.4 \text{ m}$$

**D** : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

$$\begin{cases} D_x = 34.86 \text{ m} \\ D_y = 26.92 \text{ m} \end{cases}$$

$$T = C_T h_N^{3/4} = 0.05 \times 37.4^{3/4} = 0.756 \text{ S}$$

- Suivant direction (x - x) :  $T_x = 0.09 \times \frac{37.4}{\sqrt{D_x}} = 0.09 \times \frac{37.4}{\sqrt{34.86}} = 0.57 \text{ s}$
- Suivant direction (y - y) :  $T_y = 0.09 \times \frac{37.4}{\sqrt{D_y}} = 0.09 \times \frac{37.4}{\sqrt{26.92}} = 0.65 \text{ s}$

Sens (x-x) :  $T_x = \min (0.756 ; 0.57) = 0.57s$

Sens (y-y) :  $T_y = \min (0.756 ; 0.65) = 0.65s$

### Calcul de D

$$\begin{cases} D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3} = 2.5 \times 0.882 \left(\frac{0.5}{0.61}\right)^{2/3} = 1.922 \\ D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3} = 2.5 \times 0.882 \left(\frac{0.5}{0.7}\right)^{2/3} = 1.764 \end{cases}$$

- **Coefficient de comportement R**

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement.

Le coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) de **RPA 99 v2003 [1]** en fonction du système de contreventement.

On a choisi un **R = 5** (mixte portique/voiles avec interaction).

- **Facteur de qualité Q**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

**P<sub>q</sub>**: Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

Tableau IV.1 : Pénalité en fonction de critère de qualité

Critère "q"	Observée(o/n)	$p_{q_{xx}}$	Observée(o/n)	$p_{q_{yy}}$
Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0	oui	0
Redondance en plan	oui	0	oui	0
Régularité en plan	non	0.05	non	0.05
Régularité en élévation	non	0.05	non	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0	oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0	oui	0

$$Q_{xx} = 1 + (0.05 + 0.05) = 1.10$$

$$Q_{yy} = 1 + (0.05 + 0.05) = 1.10$$

- **Poids total de la structure  $W$**

$W$  est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau ( $i$ ) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ Avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

$W_{Qi}$  : Charges d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0.2$  Pour tous les étages à usage d'habitation **RPA99 (Tableau4.5)**.

## IV.4 Résultats de l'analyse sismique

### IV.4.1 Modèle initiale

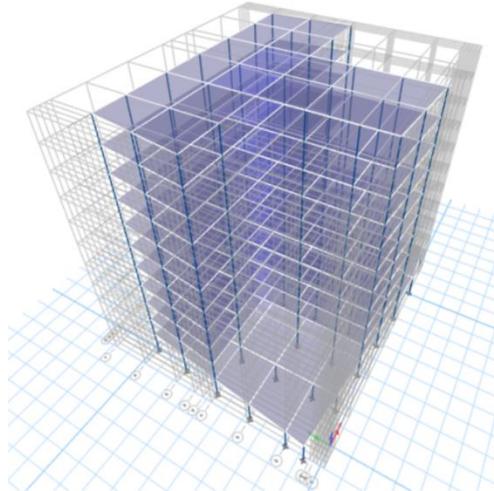


Fig. IV.1 vue en 3d modèle initial.

#### a-Caractéristiques dynamiques propres

Tableau IV.2 Participation massique du modèle initial.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Modal	1	1,975	0,0001	0,7011	0	0,0001	0,7011
Modal	2	1,722	0,6976	0,00003293	0	0,6976	0,7012
Modal	3	1,554	0,0024	0,0005	0	0,7	0,7016
Modal	4	0,707	0,00001736	0,1127	0	0,7	0,8143
Modal	5	0,633	0,117	0,00002593	0	0,8171	0,8144
Modal	6	0,565	0,00003968	0,0001	0	0,8171	0,8144
Modal	7	0,416	0,00001494	0,0486	0	0,8171	0,863
Modal	8	0,377	0,0486	0,00001844	0	0,8657	0,8631
Modal	9	0,335	0,0002	0,00004888	0	0,8659	0,8631
Modal	10	0,292	0,00001034	0,0306	0	0,8659	0,8937
Modal	11	0,269	0,0294	0,00001452	0	0,8953	0,8937
Modal	12	0,236	0,0004	0,0001	0	0,8957	0,8938
Modal	13	0,223	0,000007663	0,0256	0	0,8957	0,9194
Modal	14	0,208	0,0253	0,00001485	0	0,921	0,9194

- Une période :  $T = 1.975$  sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 14ème mode.
- Le 1<sup>ère</sup> mode est un mode de translation parallèlement à y-y.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation parallèlement à x-x.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.

### IV.4.1.1 Résultantes des forces sismiques

#### Vérification de la période numérique de la structure ( $T_{numérique}$ )

Il faut que  $T_{numérique} \leq T_{exp}$

$T_{numérique} = 1.975 \text{ s} > T_{exp} = 0.983 \text{ s} \Rightarrow$  La période n'est pas vérifiée.

D'après le fichier des résultats de « ETABS » on a :

$$W = 62029.3231 \text{ KN} \rightarrow \begin{cases} V_x = 6889.95 \text{ KN} \\ V_y = 6323.00 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.8V_x = 5511.95816 \text{ KN} \\ 0.8V_y = 5058.399269 \text{ KN} \end{cases}$$

$$F_1 = V_t^x = 3189.3755 \text{ KN}$$

$$F_2 = V_t^y = 2925.5282 \text{ KN}$$

$$\text{Ce qui donne } \begin{cases} V_t^x = 3189.3755 \text{ KN} < 0.8V_x = 5511.95816 \text{ KN} \\ V_t^y = 2925.5282 \text{ KN} < 0.8V_y = 5058.399269 \text{ KN} \end{cases}$$

La Condition n'est pas vérifiée.

Dans le sens XX pour  $E_x$  il faut augmenter tous les paramètres de la repense de

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8V_x \\ V_x \end{array} \right. = 1.728$$

Dans le sens YY pour  $E_y$  il faut augmenter tous les paramètres de la repense de

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8V_y \\ V_y \end{array} \right. = 1.729$$

La Condition n'est pas vérifiée.

#### IV.4.1.2 Calcul et vérification des déplacements

**Tableau IV.3** Vérification des déplacements inter-étage sens x-x.

Etage	X-Dir $\delta_{eK}(m)$	$\delta_K(m)$	$\Delta_k(m)$	$h$ étage (m)	1% $h_e$ (m)	Observation
10	0.073171	0.366	0.0222	3.40	0.0340	Vérifier
9	0.068733	0.344	0.0270	3.40	0.0340	Vérifier
8	0.063331	0.317	0.0362	3.40	0.0340	Non Vérifier
7	0.056082	0.280	0.0352	3.40	0.0340	Non Vérifier
6	0.049039	0.245	0.0407	3.40	0.0340	Non Vérifier
5	0.040894	0.204	0.0391	3.40	0.0340	Non Vérifier
4	0.033079	0.165	0.0426	3.40	0.0340	Non Vérifier
3	0.024559	0.123	0.0367	3.40	0.0340	Non Vérifier
2	0.017215	0.086	0.0378	3.40	0.0340	Non Vérifier
1	0.009663	0.048	0.0317	3.40	0.0340	Vérifier
RDC	0.003319	0.017	0.017	3.40	0.0340	Vérifier

**Tableau IV.4** Vérification des déplacements inter-étage sens y-y.

Etage	Y-Dir $\delta_{eK}(m)$	$\delta_K(m)$	$\Delta_k(m)$	$h$ étage (m)	1% $h_e$ (m)	Observation
10	0.087072	0.435	0.0240	3.40	0.0340	Vérifier
9	0.082277	0.411	0.0302	3.40	0.0340	Vérifier
8	0.076232	0.381	0.0408	3.40	0.0340	Non Vérifier
7	0.068079	0.340	0.0410	3.40	0.0340	Non Vérifier
6	0.059885	0.299	0.0475	3.40	0.0340	Non Vérifier
5	0.050378	0.252	0.0468	3.40	0.0340	Non Vérifier
4	0.041015	0.205	0.0511	3.40	0.0340	Non Vérifier
3	0.030796	0.154	0.0497	3.40	0.0340	Non Vérifier
2	0.020855	0.104	0.0495	3.40	0.0340	Non Vérifier
1	0.010948	0.055	0.0387	3.40	0.0340	Non Vérifier
RDC	0.003207	0.016	0.016	3.40	0.0340	Vérifier

Alors on passe au prochain modèle et on rajoute des voiles.

IV.4.2 2<sup>ème</sup> Modèle

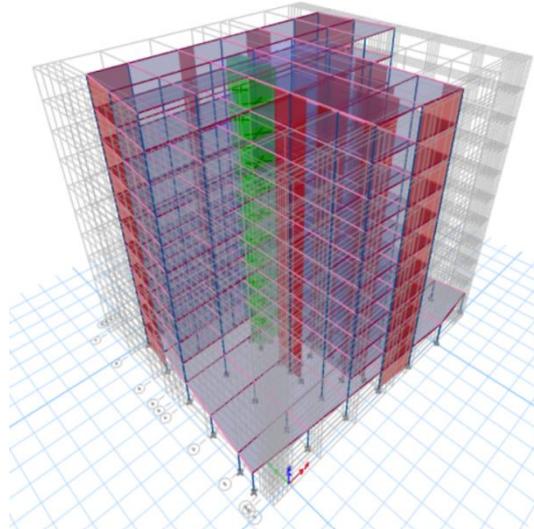


Fig. IV.2 vue en 3d.

IV.4.2.1 Caractéristiques dynamique propre du 2<sup>ème</sup> modèle finale

**Constataion :** L'analyse dynamique de la structure a conduit à

- Une période :  $T = 0.714$  sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8<sup>ème</sup> mode.
- Le 1<sup>ère</sup> mode est un mode de translation parallèlement à y-y.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation parallèlement à x-x.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.

Tableau IV.5 Participation massique du 2<sup>ème</sup> modèle.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Modal	1	0,714	0,0287	0,624	0	0,0287	0,624
Modal	2	0,659	0,6263	0,0299	0	0,655	0,6539
Modal	3	0,473	0,0001	0,0025	0	0,6551	0,6564
Modal	4	0,184	0,0016	0,1731	0	0,6568	0,8294
Modal	5	0,171	0,1754	0,0012	0	0,8321	0,8307
Modal	6	0,112	0,0014	0,00004815	0	0,8335	0,8307
Modal	7	0,085	0,0001	0,0728	0	0,8335	0,9035
Modal	8	0,08	0,0748	0,00003779	0	0,9084	0,9035

**IV.4.2.2 Résultantes des forces sismiques**

**Vérification de la période numérique de la structure ( $T_{numérique}$ )**

il faut que  $T_{numérique} \leq T_{exp}$

$T_{numérique} = 0.714 s < T_{exp} = 0.983 s \Rightarrow$  La période est vérifiée.

D'après le fichier des résultats de « ETABS » on a :

$$W = 87792.2239KN \rightarrow \begin{cases} V_x = 8103.83 KN \\ V_y = 7436.99 KN \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.8V_x = 6483.061752 KN \\ 0.8V_y = 5949.594295KN \end{cases}$$

$$F_1 = V_t^x = 6469.64 KN$$

$$F_2 = V_t^y = 6219.63KN$$

Ce qui donne  $\begin{cases} V_t^x = 6469.64 KN < 0.8V_x = 6483.061752 KN \\ V_t^y = 6219.63KN > 0.8V_y = 5949.594295KN \end{cases}$

La Condition n'est pas vérifiée.

le rapport :  $\left\{ \frac{0.8V_x}{V_x} = 1.002 \right.$

$$W = 87792.2239KN \rightarrow \begin{cases} V_x = 8103.83 KN \\ V_y = 7436.99 KN \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.8V_x = 6483.061752 KN \\ 0.8V_y = 5949.594295KN \end{cases}$$

$$F_1 = V_t^x = 6489.0493KN$$

$$F_2 = V_t^y = 6219.63KN$$

Ce qui donne  $\begin{cases} V_t^x = 6489.0493 KN > 0.8V_x = 6483.061752 KN \\ V_t^y = 6219.63KN > 0.8V_y = 5949.594295KN \end{cases}$

La Condition est vérifiée.

**IV.4.2.3 Calcul et vérification des déplacements**

D'après le (RPA 99 V2003 l'article 4-4-3)

Sous l'action des forces sismiques horizontales, la structure subira des déformations dans le plan (o, x, y). Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé.

Comme suit  $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

$\delta_k$  : Déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structures.

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

$R$  : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k - 1" est égal à

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Le déplacement relatif de l'étage ne doit pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

**Tableau IV.6** Vérification des déplacements inter-étage sens x-x.

Etage	X-Dir $\delta_{eK}(m)$	$\delta_K(m)$	$\Delta_k(m)$	$h$ étage (m)	1% $h_e$ (m)	Obs
10	0.020711	0.104	0.0098	3.40	0.0340	Vérifier
9	0.018752	0.094	0.0104	3.40	0.0340	Vérifier
8	0.016674	0.083	0.0110	3.40	0.0340	Vérifier
7	0.014481	0.072	0.0114	3.40	0.0340	Vérifier
6	0.012211	0.061	0.0116	3.40	0.0340	Vérifier
5	0.0099	0.050	0.0114	3.40	0.0340	Vérifier
4	0.007621	0.038	0.0109	3.40	0.0340	Vérifier
3	0.005444	0.027	0.0099	3.40	0.0340	Vérifier
2	0.003471	0.017	0.0084	3.40	0.0340	Vérifier
1	0.001801	0.009	0.0061	3.40	0.0340	Vérifier
RDC	0.000577	0.003	0.0030	3.40	0.0340	Vérifier

**Tableau IV.7** Vérification des déplacements inter-étage sens y-y.

Etage	Y-Dir $\delta_{eK}(m)$	$\delta_K(m)$	$\Delta_k(m)$	$h$ étage (m)	1% $h_e$ (m)	Observation
10	0.024245	0.121225	0.012185	3.40	0.0340	Vérifier
9	0.021808	0.10904	0.01274	3.40	0.0340	Vérifier
8	0.01926	0.0963	0.01324	3.40	0.0340	Vérifier
7	0.016612	0.08306	0.0135	3.40	0.0340	Vérifier
6	0.013912	0.0696	0.0135	3.40	0.0340	Vérifier
5	0.011206	0.0560	0.0132	3.40	0.0340	Vérifier
4	0.008574	0.0429	0.0124	3.40	0.0340	Vérifier
3	0.006092	0.0305	0.0111	3.40	0.0340	Vérifier
2	0.003866	0.0193	0.0093	3.40	0.0340	Vérifier
1	0.001999	0.0100	0.0068	3.40	0.0340	Vérifier
RDC	0.000643	0.0032	0.0032	3.40	0.0340	Vérifier

**IV.4.2.4 Vérification du critère de l'effort normal [1]**

D'après le (RPA 99 V2003 l'article 7-4-3-1)

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensembles dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité condition suivante

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

$N_d$  : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section du béton. (G+Q+E)

$B$  : L'aire (section brute) de cette dernière.

$f_{c28}$  : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

**Remarque**

L'effort  $N_d$  est tiré du logiciel SAP2000 pour chaque section du poteau en prenant la valeur maximale donnée par les combinaisons sismiques suivantes :

$$\begin{cases} G + Q + E_x \\ 0.8G + E_x \\ G + Q + E_y \\ 0.8G + E_y \end{cases}$$

**Tableau IV.8** Vérification de l'effort normal.

Niveaux	(a × b) (cm <sup>2</sup> )	B (cm <sup>2</sup> )	f <sub>c28</sub> (MPa)	N <sub>d</sub> (KN)	v	Observation
10	35×35	1225	30	282.19	0.077	Vérifier
9	40×40	1600		794.66	0.17	Vérifier
8	40×40	1600		794.66	0.17	Vérifier
7	45×45	2025		1326.93	0.22	Vérifier
6	45×45	2025		1326.93	0.22	Vérifier
5	50 ×50	2500		1889.9868	0.25	Vérifier
4	50 ×50	2500		1889.9868	0.25	Vérifier
3	55×55	3025		2486.1576	0.27	Vérifier
2	55×55	3025		2486.1576	0.27	Vérifier
1	60×60	3600		2795.7541	0.26	Vérifier
RDC	60×60	3600		3163.2107	0.29	Vérifier

**IV.4.2.5 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre)**

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré. Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

$$\theta = \frac{p_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10 \text{ "RPA99 version 2003"[1]}$$

Avec

**p<sub>k</sub>** : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au – dessus du niveau ≲ K ≳.

$$p_k = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

**V<sub>k</sub>** : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

$\Delta_k$  : Déplacements relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : Hauteur de l'étage « k ».

Si  $\theta_k > 0.20$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

**Tableau IV.9** Vérification l'effet P- $\Delta$  inter étages du modèle final selon l'axe (X-X).

SENS X-X						
Niveaux	$h_k$ (cm)	$p_k$ (KN)	$\Delta_k^x$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k^x$	observation
<b>Etage 10</b>	340	6525.9964	0.98	1373.0843	0.014	Vérifier
<b>Etage 9</b>	340	12634.6037	1.04	2364.794	0.016	Vérifier
<b>Etage 8</b>	340	18743.2109	1.10	3155.1055	0.019	Vérifier
<b>Etage 7</b>	340	24935.362	1.14	3857.9806	0.022	Vérifier
<b>Etage 6</b>	340	31127.513	1.16	4461.9157	0.024	Vérifier
<b>Etage 5</b>	340	37413.8328	1.14	4970.1583	0.024	Vérifier
<b>Etage 4</b>	340	43700.1526	1.09	5403.5387	0.026	Vérifier
<b>Etage 3</b>	340	50091.2661	0.99	5747.3945	0.025	Vérifier
<b>Etage 2</b>	340	56482.3796	0.84	6023.4145	0.023	Vérifier
<b>Etage 1</b>	340	62988.9119	0.61	6261.9465	0.018	Vérifier
<b>RDC</b>	340	72957.7258	0.30	6489.0493	0.010	Vérifier

**Tableau IV.10** Vérification l'effet P- $\Delta$  inter étages du modèle final selon l'axe (Y-Y).

SENS Y-Y						
Niveaux	$h_k$ (cm)	$p_k$ (KN)	$\Delta_k^x$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k^x$	observation
<b>Etage 10</b>	340	6525.9964	1.22	1331.1255	0.018	Vérifier
<b>Etage 9</b>	340	12634.6037	1.274	2259.8352	0.021	Vérifier
<b>Etage 8</b>	340	18743.2109	1.324	3012.9104	0.024	Vérifier
<b>Etage 7</b>	340	24935.362	1.350	3668.2582	0.027	Vérifier
<b>Etage 6</b>	340	31127.513	1.350	4235.9723	0.029	Vérifier
<b>Etage 5</b>	340	37413.8328	1.320	4723.4777	0.031	Vérifier
<b>Etage 4</b>	340	43700.1526	1.240	5128.4113	0.031	Vérifier
<b>Etage 3</b>	340	50091.2661	1.110	5469.6628	0.030	Vérifier
<b>Etage 2</b>	340	56482.3796	0.930	5740.1161	0.027	Vérifier
<b>Etage 1</b>	340	62988.9119	0.680	5965.1488	0.021	Vérifier
<b>RDC</b>	340	72957.7258	0.320	6219.6316	0.011	Vérifier

### IV.4.2.6 Vérification des conditions du facteur de comportement R

#### Justification du choix du coefficient de comportement du ce modèle

Dans le système de contreventement mixte assuré par des voiles et portique avec justification d'interaction portiques-voiles (système 4.a) ainsi définie par **le RPA99 v2003**.

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charge verticale.

Les voiles et les portiques reprennent conjointement la charge horizontale proportionnellement à leur rigidité relative ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

#### - Justification des voiles sous charge verticale

On a considéré les efforts sous la combinaison ELS.

L'effort normal total à la base de la structure  $P_{Tot} = 81815.8687 \text{ kN}$ .

L'effort normal à la base repris par les voiles  $P_{voiles} = 26577.9639 \text{ kN}$ .

$$\frac{P_{voiles}}{P_{Tot}} \times 100 = 32.49 \% > 20 \%$$

Alors les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Donc on change le coefficient du comportement global de la structure vers  $R = 3.5$  (contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé).

### IV.4.3 Modèle final

#### IV.4.3.1 Résultantes des forces sismiques

D'après le fichier des résultats de « ETABS » on a :

$$W = 72957.7258 \text{KN} \rightarrow \begin{cases} V_x = 11576.90 \text{KN} \\ V_y = 10624.28 \text{KN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.8V_x = 9261.516788 \text{KN} \\ 0.8V_y = 8499.420421 \text{KN} \end{cases}$$

$$F_1 = V_t^x = 9128.78 \text{KN}$$

$$F_2 = V_t^y = 8742.7257 \text{KN}$$

$$\text{Ce qui donne } \begin{cases} V_t^x = 9128.78 \text{KN} < 0.8V_x = 9261.516788 \text{KN} \\ V_t^y = 8742.7257 \text{KN} > 0.8V_y = 8499.420421 \text{KN} \end{cases}$$

La Condition n'est pas vérifiée.

$$\text{le rapport : } \frac{0.8V_x}{V_x} = 1.015$$

$$W = 7295.77258 \text{KN} \rightarrow \begin{cases} V_x = 11576.90 \text{KN} \\ V_y = 10624.28 \text{KN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.8V_x = 9261.516788 \text{KN} \\ 0.8V_y = 8499.420421 \text{KN} \end{cases}$$

$$F_1 = V_t^x = 9265.7134 \text{KN}$$

$$F_2 = V_t^y = 8742.7257 \text{KN}$$

$$\text{Ce qui donne } \begin{cases} V_t^x = 9265.7134 \text{KN} > 0.8V_x = 9261.516788 \text{KN} \\ V_t^y = 8742.7257 \text{KN} > 0.8V_y = 8499.420421 \text{KN} \end{cases}$$

La Condition est vérifiée.

#### IV.4.3.2 Calcul et vérification des déplacements

D'après le (RPA 99 V2003 l'article 4-4-3)

Sous l'action des forces sismiques horizontales, la structure subira des déformations dans le plan (o, x, y). Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé.

Comme suit  $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

$\delta_k$  : Déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structures.

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

$R$  : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k - 1" est égal à

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Le déplacement relatif de l'étage ne doit pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

**Tableau IV.11** Vérification des déplacements inter-étage sens x-x.

<b>Etage</b>	<b>X-Dir <math>\delta_{ek}(m)</math></b>	<b><math>\delta_k(m)</math></b>	<b><math>\Delta_k(m)</math></b>	<b><math>h</math> étage (m)</b>	<b>1% <math>h_e</math> (m)</b>	<b>Observation</b>
<b>10</b>	0.029942	0.105	0.0099	3.40	0.0340	Vérifier
<b>9</b>	0.027111	0.095	0.0105	3.40	0.0340	Vérifier
<b>8</b>	0.024107	0.084	0.0111	3.40	0.0340	Vérifier
<b>7</b>	0.020937	0.073	0.0115	3.40	0.0340	Vérifier
<b>6</b>	0.017655	0.062	0.0117	3.40	0.0340	Vérifier
<b>5</b>	0.014313	0.050	0.0115	3.40	0.0340	Vérifier
<b>4</b>	0.011019	0.039	0.0110	3.40	0.0340	Vérifier
<b>3</b>	0.00787	0.028	0.0100	3.40	0.0340	Vérifier
<b>2</b>	0.005016	0.018	0.0085	3.40	0.0340	Vérifier
<b>1</b>	0.002601	0.009	0.0062	3.40	0.0340	Vérifier
<b>RDC</b>	0.000831	0.003	0.0030	3.40	0.0340	Vérifier

**Tableau IV.12** Vérification des déplacements inter-étage sens y-y.

Etage	Y-Dir $\delta_{eK}(m)$	$\delta_K(m)$	$\Delta_k(m)$	$h$ étage (m)	1% $h_e$ (m)	Observation
10	0.034585	0.1210475	0.0121	3.40	0.0340	Vérifier
9	0.031109	0.1088815	0.0127	3.40	0.0340	Vérifier
8	0.027474	0.096159	0.0132	3.40	0.0340	Vérifier
7	0.023697	0.0829395	0.0135	3.40	0.0340	Vérifier
6	0.019846	0.0695	0.0135	3.40	0.0340	Vérifier
5	0.015985	0.0559	0.0131	3.40	0.0340	Vérifier
4	0.012232	0.0428	0.0124	3.40	0.0340	Vérifier
3	0.008689	0.0304	0.0111	3.40	0.0340	Vérifier
2	0.005512	0.0193	0.0093	3.40	0.0340	Vérifier
1	0.002848	0.0100	0.0068	3.40	0.0340	Vérifier
RDC	0.000914	0.0032	0.0032	3.40	0.0340	Vérifier

#### IV.4.3.3 Vérification du critère de l'effort normal[1]

D'après le (RPA 99 V2003 l'article 7-4-3-1)

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensembles dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité condition suivante

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec

$N_d$  : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section du béton. (G+Q+E)

$B$  : l'aire (section brute) de cette dernière.

$f_{c28}$  : la résistance caractéristique du béton à 28 jours.

#### Remarque

L'effort  $N_d$  est tiré du logiciel SAP2000 pour chaque section du poteau en prenant la valeur maximale donnée par les combinaisons sismiques suivantes :

$$\begin{cases} G + Q + E_x \\ 0.8G + E_x \\ G + Q + E_y \\ 0.8G + E_y \end{cases}$$

**Tableau IV.13** Vérification de l'effort normal .

Niveaux	(a × b) (cm <sup>2</sup> )	B (cm <sup>2</sup> )	f <sub>c28</sub> (MPa)	N <sub>d</sub> (KN)	ν	Observation
10	35×35	1225	30	286.98	0.078	Vérifier
9	40×40	1600		812.06	0.169	Vérifier
8	40×40	1600		812.06	0.169	Vérifier
7	45×45	2025		1361.60	0.224	Vérifier
6	45×45	2025		1361.60	0.224	Vérifier
5	50 ×50	2500		1944.9392	0.26	Vérifier
4	50 ×50	2500		1944.9392	0.26	Vérifier
3	55×55	3025		2561.1446	0.28	Vérifier
2	55×55	3025		2561.1446	0.28	Vérifier
1	60×60	3600		3224.3812	0.29	Vérifier
RDC	60×60	3600		3224.3812	0.29	Vérifier

#### IV.4.3.4 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre)

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré. Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

$$\theta = \frac{p_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10 \text{ "RPA99 version 2003"}$$

Avec

**p<sub>k</sub>** : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au  
– dessus du niveau  $\leq K \geq$ .

$$p_k = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

$\Delta_k$  : Déplacements relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : Hauteur de l'étage « k ».

Si  $\theta_k > 0.20$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnées.

**Tableau IV.14** Vérification l'effet P- $\Delta$  inter étages du modèle final selon l'axe (X-X).

SENS X-X						
Niveaux	$h_k$ (cm)	$p_k$ (KN)	$\Delta_k^x$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k^x$	observation
Etage 10	340	6525.9964	0.99	1917.9217	0.01	Vérifier
Etage 9	340	12634.6037	1.05	3378.1971	0.012	Vérifier
Etage 8	340	18743.2109	1.44	4551.3528	0.017	Vérifier
Etage 7	340	24935.362	1.1	5559.6382	0.015	Vérifier
Etage 6	340	31127.513	1.1	6421.0965	0.016	Vérifier
Etage 5	340	37413.8328	1.3	7154.6609	0.016	Vérifier
Etage 4	340	43700.1526	0.75	7784.2019	0.012	Vérifier
Etage 3	340	50091.2661	1	8295.824	0.018	Vérifier
Etage 2	340	56482.3796	0.85	8699.7693	0.016	Vérifier
Etage 1	340	62988.9119	0.62	9008.803	0.013	Vérifier
RDC	340	72957.7258	0.30	9265.7134	0.007	Vérifier

**Tableau IV.15** Vérification l'effet P- $\Delta$  inter étages du modèle final selon l'axe (Y-Y).

SENS Y-Y						
Niveaux	$h_k$ (cm)	$p_k$ (KN)	$\Delta_k^x$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k^x$	observation
Etage 10	340	6525.9964	1.22	1829.1702	0.013	Vérifier
Etage 9	340	12634.6037	1.27	3187.2915	0.015	Vérifier
Etage 8	340	18743.2109	1.32	4283.9868	0.017	Vérifier
Etage 7	340	24935.362	1.35	5214.137	0.019	Vérifier
Etage 6	340	31127.513	1.35	6013.4672	0.021	Vérifier
Etage 5	340	37413.8328	1.31	6703.7676	0.022	Vérifier
Etage 4	340	43700.1526	1.24	7290.3265	0.022	Vérifier
Etage 3	340	50091.2661	1.11	7785.472	0.021	Vérifier
Etage 2	340	56482.3796	0.93	8175.6974	0.019	Vérifier
Etage 1	340	62988.9119	0.68	8468.8091	0.015	Vérifier
RDC	340	72957.7258	0.32	8742.7257	0.008	Vérifier

### IV.4.3.5 Vérification des conditions du facteur de comportement R

#### - Justification du choix du coefficient de comportement de ce modèle

Dans le système de contreventement mixte assuré par des voiles et portique avec justification d'interaction portiques-voiles (système 4.a) ainsi définie par **le RPA99 v2003**.

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charge verticale.

Les voiles et les portiques reprennent conjointement la charge horizontale proportionnellement à leur rigidité relative ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

#### Justification des voiles sous charge verticale

On a considéré les efforts sous la combinaison ELS.

L'effort normal total à la base de la structure  $P_{Tot} = 81815.8687 \text{ kN}$ .

L'effort normal à la base repris par les voiles  $P_{voiles} = 26577.9639 \text{ kN}$ .

$$\frac{P_{voiles}}{P_{Tot}} \times 100 = 32.49 \% > 20 \%$$

Les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Alors le choix du coefficient de comportement global ( $R = 3.5$ ) est justifié.

### **Conclusion**

Selon les résultats obtenus ci-dessus, il est possible de conclure que toutes les conditions suivantes sont satisfaites

- Condition de l'effort normal réduit.
- Condition de l'effort tranchant à la base.
- Vérification de la période.
- Condition de la translation au deux premiers modes et rotation au 3ème mode.
- Condition des déplacements inter étages.
- Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.

Puisque les voiles de protection absorbent plus de 20% des sollicitations provoquées par les charges verticales, donc le choix du coefficient de comportement est justifié.

***Chapitre V:***  
*Ferraillage des éléments résistants*

### V.1 Introduction

Une fois que nous avons identifié les sollicitations, nous procédons à l'identification des sections d'acier requises pour assurer la résistance et la stabilité des éléments constructifs de notre projet (poteaux, poutres, voile).

Calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé CBA 93, BAEL et RPA 99/V.2003 On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (ETABS ), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

- Les poutres seront calculées en flexion simple.
- Les poteaux seront calculés en flexion composée déviée.
- Les voiles seront calculés en flexion composée.

### V.2 Ferrailage des poutres

#### V.2.1 Introduction

Les poutres jouent un rôle essentiel dans la structure horizontale en transférant les charges aux poteaux. Elles sont soumises à des moments de flexion et des efforts tranchants. L'organigramme de la flexion simple fournit le ferrailage des poutres (voir annexe).

On fait le calcul pour les situations suivantes :

**a. Selon CBA 93 [4]**

Situation durable

- **ELU** :  $1.35G+1.5Q$
- **ELS** :  $G+Q$ .

**b. Selon RPA 99 [1]**

Situation accidentelle

- $G+Q+E$
- $0.8G+E$

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- 1- Effort normal maximal et le moment correspondant ( $N^{max}; M^{corr}$ ).
- 2- Le moment maximum et l'effort correspondant ( $N^{corr}; M^{max}$ ).
- 3- Effort normal minimal et le moment correspondant ( $N^{min}; M^{corr}$ ).

### V.2.2 Recommandations des règlements BAEL et RPA99

1. Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante (Z.C).
  - 6% en zone de recouvrement (Z.R).
3. La longueur minimale de recouvrement est de  $50\phi$  en zone III.
4. L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes:

- **Situation durable**

Béton :  $\gamma_b = 1.5$  ;  $f_{c28} = 30MPa$  ;  $\sigma_{bc} = 17MPa$

Acier :  $\gamma_s = 1.15$  ;  $FeE500$  ;  $\sigma_s = 435MPa$

- **Situation accidentelle**

Béton :  $\gamma_b = 1.15$  ;  $f_{c28} = 30MPa$  ;  $\sigma_{bc} = 17MPa$

Acier :  $\gamma_s = 1$  ;  $FeE500$  ;  $\sigma_s = 500MPa$

### V.2.3 Calcul du ferrailage

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par logiciel **SAP2000**.

On dispose 2 types de poutres :

- Poutre porteuse de :  $30*50 \text{ cm}^2$
- Poutre non porteuse de :  $30*45 \text{ cm}^2$

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (SOCOTEC) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge

#### 1. Sens porteur

- Situation durable :  $1.35G+1.5Q$

## Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

**Tableau V.1 :** Ferrailage des poutres porteuses (situation durable).

Niveaux	Section ( $cm^2$ )	Position	$M^{max}$ (KN.m)	$A_s$ ( $cm^2$ )	$A'_s$ ( $cm^2$ )
Etage de commerce	30 × 50	Travée	67.5929	3.58	0
		Appui	-82.7029	4.42	0
Etage courant	30 × 50	Travée	71.2437	3.78	0
		Appui	-100.2824	5.41	0
Terrasse	30 × 50	Travée	80.6048	4.3	0
		Appui	- 144.1152	7.99	0

- Situation accidentelle : G+Q+E

**Tableau V.2 :** Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).

Niveaux	Section ( $cm^2$ )	Position	$M^{max}$ (KN.m)	$A_s$ ( $cm^2$ )	$A'_s$ ( $cm^2$ )
Etage de commerce	30 × 50	Travée	195.1584	9.44	0
		Appui	-204.4513	9.93	0
Etage courant	30 × 50	Travée	143.6508	6.78	0
		Appui	-170.7843	8.16	0
Terrasse	30 × 50	Travée	254.7258	12.71	0
		Appui	-261.274	13.08	0

- Situation accidentelle : 0.8G+E

**Tableau V.3 :** Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).

Niveaux	Section ( $cm^2$ )	Position	$M^{max}$ (KN.m)	$A_s$ ( $cm^2$ )	$A'_s$ ( $cm^2$ )
Etage de commerce	30 × 50	Travée	194.9349	9.43	0
		Appui	-200.8305	9.74	0
Etage courant	30 × 50	Travée	143.9964	6.8	0
		Appui	-159.6758	7.59	0
Terrasse	30 × 50	Travée	249.1712	12.39	0
		Appui	-254.0732	12.67	0

### 2. Sens non porteur

- Situation durable : 1.35G+1.5Q

## Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

**Tableau V.4 :** Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable).

Niveaux	Section ( $cm^2$ )	Position	$M^{max}$ (KN.m)	$A_s$ ( $cm^2$ )	$A'_s$ ( $cm^2$ )
Etage de commerce	30 × 45	Travée	112.0345	6.87	0
		Appui	-154.5898	9.82	0
Etage courant	30 × 45	Travée	107.0746	6.54	0
		Appui	-151.5951	9.61	0
Terrasse	30 × 45	Travée	125.169	7.76	0
		Appui	-153.6726	9.76	0

- Situation accidentelle : G+Q+E

**Tableau V.5 :** Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle).

Niveaux	Section ( $cm^2$ )	Position	$M^{max}$ (KN.m)	$A_s$ ( $cm^2$ )	$A'_s$ ( $cm^2$ )
Etage de commerce	30 × 45	Travée	197.0885	10.86	0
		Appui	-207.7094	11.52	0
Etage courant	30 × 45	Travée	87.6667	4.52	0
		Appui	-165.8541	8.96	0
Terrasse	30 × 45	Travée	263.1744	15.2	0
		Appui	-269.5867	15.65	0

- Situation accidentelle : 0.8G+E

**Tableau V.6 :** Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle).

Niveaux	Section ( $cm^2$ )	Position	$M^{max}$ (KN.m)	$A_s$ ( $cm^2$ )	$A'_s$ ( $cm^2$ )
Etage de commerce	30 × 45	Travée	198.6495	10.96	0
		Appui	-204.3166	11.31	0
Etage courant	30 × 45	Travée	85.2581	4.39	0
		Appui	-148.0532	7.91	0
Terrasse	30 × 45	Travée	261.109	15.06	0
		Appui	-265.7414	15.38	0

## Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

### V.2.4 Choix des armatures

Le ferrailage final adopté est donné par les tableaux suivants

**Tableau V.7 :** choix des armatures pour les poutres porteuses(30 × 50).

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	position	M <sup>max</sup> (KN.m)	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (ZC) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (ZR) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
Etage de commerce	30 × 50	Travée	195.1584	60	90	7.5	9.44	5T16	10.05
		Appui	-204.451				9.93	5T16	10.05
Etage courant	30 × 50	Travée	143.6508	60	90	7.5	6.78	5T14	7.7
		Appui	-170.784				8.16	6T14	9.24
Terrasse	30 × 50	Travée	254.7258	60	90	7.5	12.71	6T16+1T14	13.6
		Appui	-261.274				13.08	6T16+1T14	13.6

**Tableau V.8 :** choix des armatures pour les poutres non porteuses(30 × 45).

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	position	M <sup>max</sup> (KN.m)	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (ZC) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (ZR) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
Etage de commerce	30 × 45	Travée	198.6495	54	81	6.75	10.96	6T16	12.06
		Appui	-204.316				11.31	6T16	12.06
Etage courant	30 × 45	Travée	107.0746	54	81	6.75	6.54	5T14	7.7
		Appui	-151.595				9.61	5T16	10.05
Terrasse	30 × 45	Travée	263.1744	54	81	6.75	15.2	6T16+2T16	16.08
		Appui	-269.586				15.65	6T16+2T16	16.08

### V.2.5 Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

**Tableau V.9 :** Vérification de condition de non fragilité.

Type	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s(min)</sub> <sup>choix</sup> (cm <sup>2</sup> )	Observation
<b>Poutre porteuse</b>	30 × 50	1.49	7.7	Vérifiée
<b>Poutre non porteuse</b>	30 × 45	1.34	7.7	Vérifiée

### V.2.6 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous ( $M_{ser}$ ,  $N_{ser}$ ) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

- **Béton :** On doit vérifier que

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 18MPa$$

- **acier :**

Fissuration peu préjudiciable ..... pas de vérification.

Fissuration préjudiciable .....  $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$ .

Fissuration très préjudiciable .....  $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$ .

Avec :  $\eta = 1.6$  pour les aciers HA.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc  $\bar{\sigma}_s = 250MPa$ .

On doit vérifier que  $\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$

**Tableau V.10 :** Vérification des poutres (30\*50) à l'ELS.

Position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
<b>Etage commerce</b>	48.346	5.49	18	106.9	250	Vérifiée
	-59.2383	6.72	18	130.99	250	Vérifiée
<b>Etage courant</b>	53.0865	6.65	18	153.21	250	Vérifiée
	-72.7233	8.51	18	174.90	250	Vérifiée
<b>terrasse</b>	59.1109	6.03	18	96.59	250	Vérifiée
	-105.0848	10.73	18	171.71	250	Vérifiée

**Tableau V.11 : Vérification des poutres (30\*45) à l'ELS.**

Position	$M_{ser}$ (KN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Etage commerce	79.5952	10.08	18	162.96	250	Vérifiée
	-110.2029	13.96	18	225.63	250	Vérifiée
Etage courant	77.8665	11.57	18	249.69	250	Vérifiée
	-110.2065	14.87	18	270.76	250	Non Vérifiée
terrasse	91.6289	10.55	18	140.7	250	Vérifiée
	-112.0625	12.91	18	172.08	250	Vérifiée

**Remarque :**

L'ELS ne vérifie pas donc on opte pour l'augmentation la section des armatures.

**Choix des armatures :**

**Tableau V.12 : Correction des poutres (30\*45) à l'ELS.**

Position	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$M_{ser}$ (KN.m)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Etage commerce	12.06	79.5952	10.08	18	162.96	250	Vérifiée
	12.06	- 110.2029	13.96	18	225.63	250	Vérifiée
Etage courant	7.7	77.8665	11.57	18	249.69	250	Vérifiée
	12.06	- 110.2065	13.96	18	225.63	250	Vérifiée
terrasse	16.08	91.6289	10.55	18	140.7	250	Vérifiée
	16.08	- 112.0625	12.91	18	172.08	250	Vérifiée

### V.2.7 Vérification de l'effort tranchant

#### A. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte limite de cisaillement du béton.

$T_u$  : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

$b$  : Largeur de la section du poteau.

$d$  : Hauteur utile de la section du poteau.

Selon CBA93 fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\{0.1f_{c28}; 4\text{MPa}\} = 3\text{MPa}$$

**Tableau V.13 :** Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres porteuses.

Position	Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (KN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ̄ <sub>u</sub> (MPa)	Vérification
Etage commerce	30 × 50	-96.1744	0.71	3	Vérifiée
Etage courant	30 × 50	-126.6343	0.94	3	Vérifiée
terrasse	30 × 50	-95.0892	0.7	3	Vérifiée

**Tableau V.14 :** Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres non porteuses.

Position	Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (KN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ̄ <sub>u</sub> (MPa)	Vérification
Etage commerce	30 × 45	-179.9893	1.48	3	Vérifiée
Etage courant	30 × 45	-142.5564	1.17	3	Vérifiée
terrasse	30 × 45	-136.6819	1.12	3	Vérifiée

### V.2.8 Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE500 ( $f_e = 500\text{MPa}$ )

- Selon BAEL91 modifiée 99 [2]

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0.9d ; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{t28}K}{0.8f_e} \quad K = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

- Selon RPA99 version 2003 [1]

$$\begin{cases} A_t = 0.003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l\right) \rightarrow \text{Zone nodale.} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{Zone courante.} \end{cases}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10}\right) = 1.43\text{ cm.}$$

$$\phi_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right) = 1.29 \text{ cm.}$$

On prend :  $\phi_t = 8\text{mm}$

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants

**Tableau V.15** calcul des armatures transversales.

Section ( $\text{cm}^2$ )	$T_u$ ( $\text{KN}$ )	$\tau_u$ ( $\text{MPa}$ )	BAEL91	RPA99		$S_t^{adp}$ ( $\text{cm}$ )		$A_t$ ( $\text{cm}^2$ )	Choix	$A_t^{adp}$ ( $\text{cm}^2$ )
			$S_t$ ( $\text{cm}$ )	$S_t(\text{ZN})$ ( $\text{cm}$ )	$S_t(\text{ZC})$ ( $\text{cm}$ )	ZN	ZC			
<b>30 × 50</b>	126.6343	0.94	40.5	12.5	25	12.5	25	2.25	2T12	2.26
<b>30 × 45</b>	179.9893	1.48	36.45	11.25	22.5	11.25	22.5	2.025	2T12	2.26

### V.2.9 Recouvrement des armatures longitudinales

$$L_r = 50\phi \text{ (Zone III).}$$

$L_r$ :Longueur de recouvrement.

On a :

$$\phi = 20\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 100\text{cm}$$

$$\phi = 16\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 80\text{cm}$$

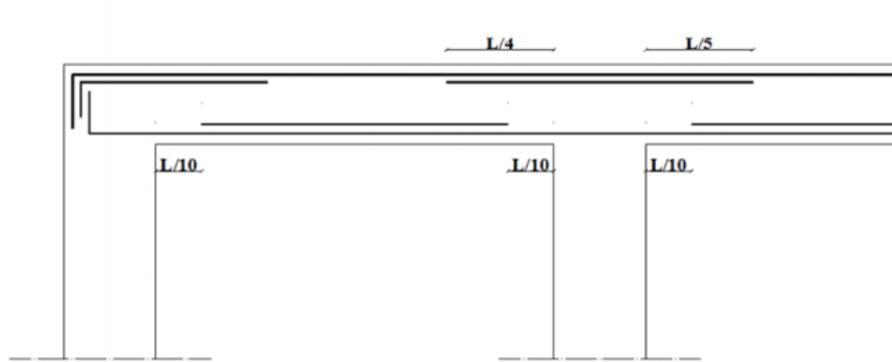
$$\phi = 14\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 70\text{cm}$$

### V.2.10 Arrêt des barres

Armatures inférieurs :  $h \leq \frac{L}{10}$

$$\text{Armatures supérieurs : } h' \geq \begin{cases} \frac{L_{max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive.} \\ \frac{L_{max}}{5} & \text{Appuis en travée de intermédiaire.} \end{cases}$$

Avec :  $L = \text{Max}(L_{gauche} ; L_{droite})$



**Figure VI.1 : Arrêt des barres.**

### V.2.11 Vérification de la flèche

Flèche total  $\Delta f_T \leq f_{adm}$

Tel que

Poutre porteuse ( $30 \times 50$ ) :  $f_{adm} = 0.5 + \frac{600}{1000} = 1.1 \text{ cm}$ .

Poutre non porteuse ( $30 \times 45$ ) :  $f_{adm} = 0.5 + \frac{575}{1000} = 1.075 \text{ cm}$ .

**Tableau V.16 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.**

Section ( $\text{cm}^2$ )	Longueur ( $\text{m}$ )	$M_{ser}$ ( $\text{KN.m}$ )	$A_s^{adp}$ ( $\text{cm}^2$ )	$I_0$ ( $\text{cm}^4$ )	$f_i$ ( $\text{cm}$ )	$f_v$ ( $\text{cm}$ )	$\Delta f_T$ ( $\text{cm}$ )	$f_{adm}$ ( $\text{cm}$ )
<b>30 × 50</b>	6	48.346	10.05	372800	0.2373	0.57457	0.3372	1.10
<b>30 × 45</b>	5.75	77.8665	7.7	265234.50	0.8134	1.61691	0.8035	1.08

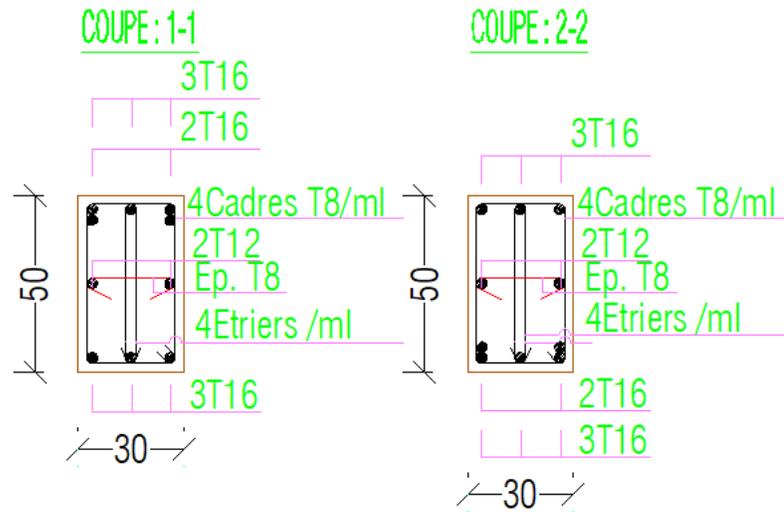


Figure VI.2 : Schéma de ferrailage des poutres porteuses.

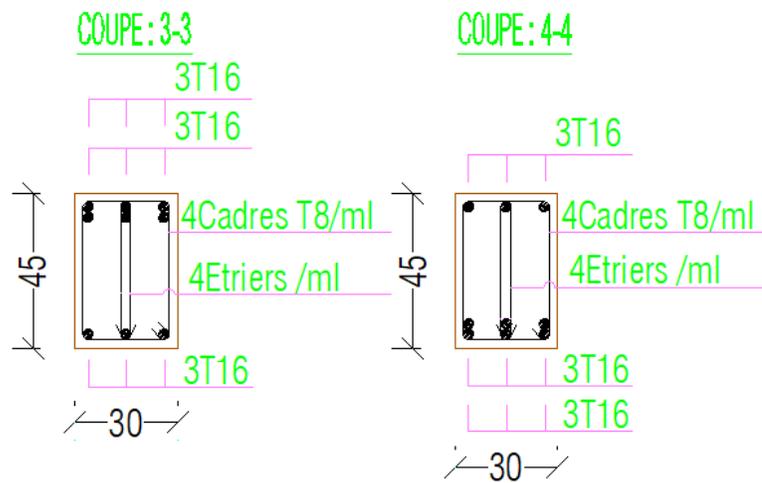


Figure VI.3 : Schéma de ferrailage des poutres non porteuses.

### V.3 Ferrailage des poteaux

#### V.3.1 Introduction

Les poteaux jouent un rôle crucial dans la transmission des efforts vers les fondations en tant qu'éléments structuraux verticaux, Ils servent de points d'appui pour les poutres. Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N), compression "N", et à un moment fléchissant "M".

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants

- Section entièrement tendue SET
- Section entièrement comprimée SEC
- Section partiellement comprimée SPC

On obtient les armatures à l'état limite ultime (ELU) en réponse aux sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes

- **Situation durable**

$$\text{Béton : } \gamma_b = 1.5 \quad ; \quad f_{c28} = 30MPa \quad ; \quad \sigma_{bc} = 17MPa$$

$$\text{Acier : } \gamma_s = 1.15 \quad ; \quad FeE500 \quad ; \quad \sigma_s = 435MPa$$

- **Situation accidentelle**

$$\text{Béton : } \gamma_b = 1.15 \quad ; \quad f_{c28} = 30MPa \quad ; \quad \sigma_{bc} = 17MPa$$

$$\text{Acier : } \gamma_s = 1 \quad ; \quad FeE500 \quad ; \quad \sigma_s = 500MPa$$

#### V.3.2 Combinaison d'action

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes

- c. **Selon CBA 93 [4]**

Situation durable

- **ELU** : 1.35G+1.5Q
- **ELS** : G+Q

### d. Selon RPA 99 [1]

Situation accidentelle

- G+Q+E
- 0.8G±E

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants

- 1- Effort normal maximal et le moment correspondant ( $N^{max}; M^{corr}$ ).
- 2- Le moment maximum et l'effort correspondant ( $N^{corr}; M^{max}$ ).
- 3- Effort normal minimal et le moment correspondant ( $N^{min}; M^{corr}$ ).

### V.3.3 Recommandation selon RPA99 version 2003[1]

Selon la **version 2003 du RPA99**, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet pour une zone sismique III.

- Leur pourcentage est limité par

$$0.9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 4\% \dots\dots\dots \text{Zone courante (ZC).}$$

$$0.9\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\% \dots\dots\dots \text{Zone de recouvrement (ZR).}$$

Avec

$A_s$  : La section d'acier.

$B$  : Section du béton ( $cm^2$ ).

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de  $50\emptyset$  en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

### V.3.4 Méthode de calcul

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons.

**N.B :** On utilise Le logiciel de SOCOTEC pour le ferrailage des sections.

#### a) Situation durable

❖ Combinaison **1.35G+1.5Q**

-  $N^{min}, M^{corr}$

**Tableau V.17 :** Ferrailages des poteaux carrés situation durable ( $N^{max}, M^{corr}$ ).

Niveaux	Sections ( $cm^2$ )	$N^{min}$ (KN)	$M^{corr}$ (KN.m)	Sollicitation	$A_s/face$ ( $cm^2$ )	$A'_s$ ( $cm^2$ )	$A_{min}$ RPA
RDC et 1 <sup>ère</sup>	60*60	-81.0957	77.2232	SEC	2.32	0	32.4
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	55*55	-559.9984	14.9659	SEC	0	0	27.225
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	50*50	-357.9402	1.1756	SEC	0	0	22.5
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	45*45	-193.7414	-15.2958	SEC	0	0	18.225
8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup>	40*40	-65.6255	13.2915	SEC	0.03	0	14.4
10 <sup>ème</sup>	35*35	-18.7373	-9.1958	SEC	0.44	0	11.025

-  $N^{max}, M^{corr}$

**Tableau V.18 :** Ferrailages des poteaux carrés situation durable ( $N^{min}, M^{corr}$ ).

Niveaux	Sections ( $cm^2$ )	$N^{max}$ (KN)	$M^{corr}$ (KN.m)	Sollicitation	$A_s/face$ ( $cm^2$ )	$A'_s$ ( $cm^2$ )	$A_{min}$ RPA
RDC et 1 <sup>ère</sup>	60*60	-4057.3876	30.566	SEC	0	0	32.4
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	55*55	-3166.482	63.5527	SEC	0	0	27.225
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	50*50	-2413.5442	73.2475	SEC	0	0	22.5
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	45*45	-1706.5241	77.5202	SEC	0	0	18.225
8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup>	40*40	-1031.7093	76.6126	SEC	0	0	14.4
10 <sup>ème</sup>	35*35	-369.2752	75.4727	SPC	2.14	0	11.025

## Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

-  $N^{corr}, M^{max}$

**Tableau V.19** : Ferrillages des poteaux carrées situation durable( $N^{corr}, M^{max}$ ).

Niveaux	Sections ( $cm^2$ )	$N^{corr}$ (KN)	$M^{max}$ (KN.m)	Sollicitation	$A_s/face$ ( $cm^2$ )	$A'_s$ ( $cm^2$ )	$A_{min}$ RPA
RDC et 1 <sup>ère</sup>	60*60	-225.3598	143.2863	SEC	3.53	0	32.4
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	55*55	-2281.3319	89.2943	SEC	0	0	27.225
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	50*50	-1675.5364	98.9121	SEC	0	0	22.5
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	45*45	-1107.1121	102.32	SEC	0	0	18.225
8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup>	40*40	-559.6318	93.4936	SPC	0.44	0	14.4
10 <sup>ème</sup>	35*35	-289.847	89.779	SPC	4.28	0	11.025

### b) Situation accidentelle

❖ Combinaison G+Q+E

-  $N^{max}, M^{corr}$

**Tableau V.20** : Ferrillages des poteaux carrées situation durable( $N^{max}, M^{corr}$ ).

Niveaux	Sections ( $cm^2$ )	$N^{max}$ (KN)	$M^{corr}$ (KN.m)	Sollicitation	$A_s/face$ ( $cm^2$ )	$A'_s$ ( $cm^2$ )	$A_{min}$ RPA
RDC et 1 <sup>ère</sup>	60*60	-3224.3361	19.6445	SEC	0	0	32.4
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	55*55	-1985.7613	28.4303	SEC	0	0	27.225
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	50*50	-850.0782	35.5958	SEC	0	0	22.5
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	45*45	-255.7358	36.1517	SEC	0	0	18.225
8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup>	40*40	-158.7492	47.6447	SPC	1.03	0	14.4
10 <sup>ème</sup>	35*35	-71.5674	-10.8953	SEC	0	0	11.025

## Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

-  $N^{min}, M^{corr}$

**Tableau V.21** : Ferrailages des poteaux carrés situation durable ( $N^{min}, M^{corr}$ ).

Niveaux	Sections ( $cm^2$ )	$N^{min}$ (KN)	$M^{corr}$ (KN.m)	Sollicitation	$A_s/face$ ( $cm^2$ )	$A'_s$ ( $cm^2$ )	$A_{min}$ RPA
RDC et 1 <sup>ère</sup>	60*60	-5137.6321	-187.1365	SEC	0	0	32.4
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	55*55	-3249.7885	-82.6397	SEC	0	0	27.225
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	50*50	-1944.9392	-41.71	SEC	0	0	22.5
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	45*45	-1361.5996	-30.9769	SEC	0	0	18.225
8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup>	40*40	-812.0627	-14.3439	SEC	0	0	14.4
10 <sup>ème</sup>	35*35	-286.9778	-4.8947	SEC	0	0	11.025

-  $N^{corr}, M^{max}$

**Tableau V.22** : Ferrailages des poteaux carrés situation durable ( $N^{corr}, M^{max}$ ).

Niveaux	Sections ( $cm^2$ )	$N^{corr}$ (KN)	$M^{max}$ (KN.m)	Sollicitation	$A_s/face$ ( $cm^2$ )	$A'_s$ ( $cm^2$ )	$A_{min}$ RPA
RDC et 1 <sup>ère</sup>	60*60	3389.6861	156.1854	SEC	0	0	32.4
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	55*55	-1814.1526	171.3745	SEC	0	0	27.225
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	50*50	-1351.7218	179.925	SEC	0	0	22.5
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	45*45	-912.9714	170.5595	SPC	0.52	0	18.225
8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup>	40*40	-477.1737	144.7529	SPC	4.28	0	14.4
10 <sup>ème</sup>	35*35	-117.1952	119.6017	SPC	7.26	0	11.025

❖ Combinaison 0.8G+E

-  $N^{max}, M^{corr}$

**Tableau V.23** : Ferrailages des poteaux carrés situation durable ( $N^{max}, M^{corr}$ ).

Niveaux	Sections ( $cm^2$ )	$N^{max}$ (KN)	$M^{corr}$ (KN.m)	Sollicitation	$A_s/face$ ( $cm^2$ )	$A'_s$ ( $cm^2$ )	$A_{min}$ RPA
RDC et 1 <sup>ère</sup>	60*60	-3252	17.9197	SEC	0	0	32.4
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	55*55	-2165.1708	23.7849	SEC	0	0	27.225
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	50*50	-971.3171	28.9538	SEC	0	0	22.5
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	45*45	-328.1124	29.0441	SEC	0	0	18.225
8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup>	40*40	-190.7595	42.9984	SPC	0.41	0	14.4
10 <sup>ème</sup>	35*35	-74.1117	-5.0675	SEC	0	0	11.025

## Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

-  $N^{min}, M^{corr}$

**Tableau V.24** : Ferrailages des poteaux carrés situation durable ( $N^{min}, M^{corr}$ ).

Niveaux	Sections ( $cm^2$ )	$N^{min}$ (KN)	$M^{corr}$ (KN.m)	Sollicitation	$A_s/face$ ( $cm^2$ )	$A'_s$ ( $cm^2$ )	$A_{min}$ RPA
RDC et 1 <sup>ère</sup>	60*60	-4879.6962	-183.0561	SEC	0	0	32.4
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	55*55	-3069.0934	-84.7918	SEC	0	0	27.225
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	50*50	-1583.665	-53.089	SEC	0	0	22.5
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	45*45	-979.4894	-48.3995	SEC	0	0	18.225
8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup>	40*40	-585.0997	-31.5343	SEC	0	0	14.4
10 <sup>ème</sup>	35*35	-213.313	-14.7624	SEC	0	0	11.025

-  $N^{corr}, M^{max}$

**Tableau V.25** : Ferrailages des poteaux carrés situation durable ( $N^{corr}, M^{max}$ ).

Niveaux	Sections ( $cm^2$ )	$N^{corr}$ (KN)	$M^{max}$ (KN.m)	Sollicitation	$A_s/face$ ( $cm^2$ )	$A'_s$ ( $cm^2$ )	$A_{min}$ RPA
RDC et 1 <sup>ère</sup>	60*60	3647.6221	160.2657	SEC	0	0	32.4
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	55*55	-1185.926	152.1864	SEC	0	0	27.225
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	50*50	-889.5896	159.0042	SEC	0	0	22.5
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	45*45	-608.7588	148.6336	SPC	1.82	0	18.225
8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup>	40*40	-326.7397	123.7542	SPC	4.17	0	14.4
10 <sup>ème</sup>	35*35	-119.825	99.9333	SPC	5.7	0	11.025

### V.3.5 choix des armatures

**Tableau V.26** : choix des armatures des poteaux carrés.

Niveaux	Sections ( $cm^2$ )	$A_s^{cal}$ ( $cm^2$ )	$A_s^{min}$ ( $cm^2$ )	$A_s^{max}(ZC)$ ( $cm^2$ )	$A_s^{max}(ZR)$ ( $cm^2$ )	Choix des armatures	$A_s^{adp}$ ( $cm^2$ )
RDC et 1 <sup>ère</sup>	60*60	3.53	32.4	144	216	6T20+8T16	34.93
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	55*55	0	27.23	121	181.5	4T20+8T16	28.65
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup>	50*50	0	22.5	100	150	12T16	24.13
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	45*45	1.82	18.23	81	121.5	4T16+8T14	20.36
8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup>	40*40	4.28	14.4	64	96	8T16	16.08
10 <sup>ème</sup>	35*35	7.26	11.03	49	73.5	4T16+4T14	14.2

### V.3.6 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous ( $M_{ser}, N_{ser}$ ) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- **Béton** : On doit vérifier que

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 18MPa$$

- **acier** :

Fissuration peu préjudiciable ..... pas de vérification.

Fissuration préjudiciable .....  $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max}(0.5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$ .

Fissuration très préjudiciable .....  $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$ .

Avec :  $\eta = 1.6$  pour les aciers HA.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc  $\bar{\sigma}_s = 250MPa$ .

- ✓ Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants

-  $N^{max}, M^{corr}$

**Tableau V.27** : Vérification des contraintes pour les poteaux ( $N^{max}$  ;  $M^{corr}$ ).

Niveaux	Section s ( $cm^2$ )	$N_{ser}^{max}$ (KN)	$M_{ser}^{corr}$ (KN)	$A_s^{adp}$ ( $cm^2$ )	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	vérification
RDC et 1ère	60*60	-58.43	55.373	34.93	250	24.25	18	1.72	Vérifiée
2ème et 3ème	55*55	-410.41	10.862	28.65	250	8.92	18	0.44	Vérifiée
4ème et 5ème	50*50	-262.4	0.8691	24.13	250	0.93	18	0.05	Vérifiée
6ème et 7ème	45*45	-142.17	-11.106	20.36	250	15.76	18	0.81	Vérifiée
8ème et 9ème	40*40	-48.27	-9.6523	16.08	250	19.5	18	1	Vérifiée
10ème	35*35	-13.89	-6.6805	14.20	250	17.62	18	0.99	Vérifiée

-  $N^{min}, M^{corr}$

**Tableau V.28** : Vérification des contraintes pour les poteaux ( $N^{min}$  ;  $M^{corr}$ ).

Niveaux	Sections ( $cm^2$ )	$N_{ser}^{min}$ (KN)	$M_{ser}^{corr}$ (KN)	$A_s^{adp}$ ( $cm^2$ )	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	vérification
RDC et 1ère	60*60	-29955.1	21.9526	34.93	250	9.61	18	0.68	Vérifiée
2ème et 3ème	55*55	-2310.44	46.4226	28.65	250	23.54	18	1.16	Vérifiée
4ème et 5ème	50*50	-1761.22	53.4583	24.13	250	57.45	18	2.87	Vérifiée
6ème et 7ème	45*45	-1706.52	77.5202	20.36	250	109.97	18	5.64	Vérifiée
8ème et 9ème	40*40	-1031.71	76.6126	16.08	250	154.8	18	7.94	Vérifiée
10ème	35*35	-369.275	75.4727	14.20	250	199.1	18	11.21	Vérifiée

-  $N^{corr}, M^{max}$

**Tableau V.29** : Vérification des contraintes pour les poteaux ( $N^{corr}$  ;  $M^{max}$ ).

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N_{ser}^{corr}$ (KN)	$M_{ser}^{max}$ (KN)	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	vérification
<b>RDC et 1ère</b>	60*60	-161.35	102.2791	34.93	250	63.28	18	3.17	Vérifiée
<b>2ème et 3ème</b>	55*55	-1666.2	65.0577	28.65	250	53.45	18	2.64	Vérifiée
<b>4ème et 5ème</b>	50*50	-1223.8	72.0746	24.13	250	77.45	18	3.87	Vérifiée
<b>6ème et 7ème</b>	45*45	-808.93	74.5683	20.36	250	105.78	18	5.43	Vérifiée
<b>8ème et 9ème</b>	40*40	-512.38	68.1733	16.08	250	137.75	18	7.07	Vérifiée
<b>10ème</b>	35*35	-212.64	65.5933	14.20	250	173.03	18	9.74	Vérifiée

### V.3.7 Vérification de l'effort tranchant

#### B. Vérification de la contrainte de cisaillement

La contrainte de cisaillement est calculée à partir de l'axe neutre. On évalue la contrainte de cisaillement en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime par :

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte limite de cisaillement du béton.

$T_u$  : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

$b$  : Largeur de la section du poteau.

$d$  : Hauteur utile de la section du poteau.

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible  $\bar{\tau}_u$  égale à

❖ Selon le BAEL 91 [2]

- **Fissuration peu nuisible**

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa \right\} = \begin{cases} \bar{\tau}_u = 4MPa \rightarrow \text{situation durable.} \\ \bar{\tau}_u = 5MPa \rightarrow \text{situation accidentell.} \end{cases}$$

- **Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable**

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa \right\} = \begin{cases} \bar{\tau}_u = 3MPa \rightarrow \text{situation durable.} \\ \bar{\tau}_u = 3.9MPa \rightarrow \text{situation accidentell.} \end{cases}$$

❖ Selon le RPA99 version 2003 [1]

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = 0.075 \dots \dots \dots \text{si l'élancement } \lambda \geq 5.$$

$$\rho_d = 0.040 \dots \dots \dots \text{si l'élancement } \lambda < 5.$$

Avec

$i$  : Rayon de giration.

$\lambda$  : l'élancement du poteau.

$I$  : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

$B$  : Section du poteau.

$L_f$  : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants

**Tableau V.30** : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$T_u$ (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\lambda$	$\rho_d$	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{CBA}$ (MPa)	Vérification
RDC et 1ère	60*60	82.2252	0.254	3.97	0.040	1.2	3	Vérifiée
2ème et 3ème	55*55	36.5602	0.134	4.33	0.040	1.2	3	Vérifiée
4ème et 5ème	50*50	41.6044	0.185	4.76	0.040	1.2	3	Vérifiée
6ème et 7ème	45*45	44.744	0.246	5.29	0.075	2.25	3	Vérifiée
8ème et 9ème	40*40	41.9738	0.291	5.95	0.075	2.25	3	Vérifiée
10ème	35*35	35.9398	0.325	6.8	0.075	2.25	3	Vérifiée

### V.3.8 Ferrailage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir du **BAEL91 modifiée 99** et celles du **RPA99 version 2003**, elles sont données comme suit :

- Selon BAEL91 modifiée 99[2]

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0.9d ; 40\text{cm}) \\ \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{MPa}\right) \end{cases}$$

Avec :

$\phi_l$  : Diamètre des armatures longitudinales.

$\phi_t$  : Diamètre des armatures transversales.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$A_t$  : Section d'armatures transversales.

$b$  : Largeur de la section droite.

$h$  : Hauteur de la section droite.

- Selon RPA99 version 2003 [1]

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

$T_u$  : L'effort tranchant à l'ELU.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$A_t$  : Section d'armatures transversales.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2.5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3.75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5.$$

## Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

$\lambda_g$  : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit:

$$S_t \leq 10\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale (Zone III)}.$$

$$S_t \leq \text{Min} \left( \frac{b}{2} ; \frac{h}{2} ; 10\phi_l \right) \dots \dots \dots \text{Zone courante (Zone III)}.$$

$\phi_l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{S_t b}$  en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0.3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 3. \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5. \end{cases}$$

$\lambda_g$  : Espacement géométrique.  $\left( \lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

$L_f$  : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales  $f_e = 500 (FeE500)$ .

$a$  : Dimension de la section droite du poteau.

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

**Tableau V.31** : Espacements maximale des poteaux selon RPA99.

Niveaux	Sections ( $\text{cm}^2$ )	Barres	$\phi_l$ ( $\text{mm}$ )	$S_t(\text{cm})$	
				Zone nodale	Zone courante
<b>RDC et 1ère</b>	60*60	6T20+8T16	16	10	15
<b>2ème et 3ème</b>	55*55	4T20+8T16	16	10	15
<b>4ème et 5ème</b>	50*50	12T16	16	10	15
<b>6ème et 7ème</b>	45*45	4T16+8T14	14	10	15
<b>8ème et 9ème</b>	40*40	8T16	16	10	15
<b>10ème</b>	35*35	4T16+4T14	14	10	15

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

**Tableau V.32 : Choix des armatures transversales pour les poteaux carrés.**

Niveaux	Sectio ns ( $cm^2$ )	$L_f$ (m)	$\lambda_g$ (%)	$\rho_a$	$T_u^{max}$ (KN)	Zone	$S_t$ (cm)	$A_t^{cal}$ ( $cm^2$ )	Choix	$A_t^{adp}$ ( $cm^2$ )
RDC et 1ère	60*60	2.38	3.97	3.75	82.225	N	10	1.03	4T8	2.01
						C	15	1.54	4T8	2.01
2ème et 3ème	55*55	2.38	4.33	3.75	36.560	N	10	0.5	4T8	2.01
						C	15	0.75	4T8	2.01
4ème et 5ème	50*50	2.38	4.76	3.75	41.604	N	10	0.62	4T8	2.01
						C	15	0.94	4T8	2.01
6ème et 7ème	45*45	2.38	5.29	2.5	44.744	N	10	0.5	4T8	2.01
						C	15	0.75	4T8	2.01
8ème et 9ème	40*40	2.38	5.95	2.5	41.973	N	10	0.52	4T8	2.01
						C	15	0.79	4T8	2.01
10ème	35*35	2.38	6.8	2.5	35.939	N	10	0.51	4T8	2.01
						C	15	0.77	4T8	2.01

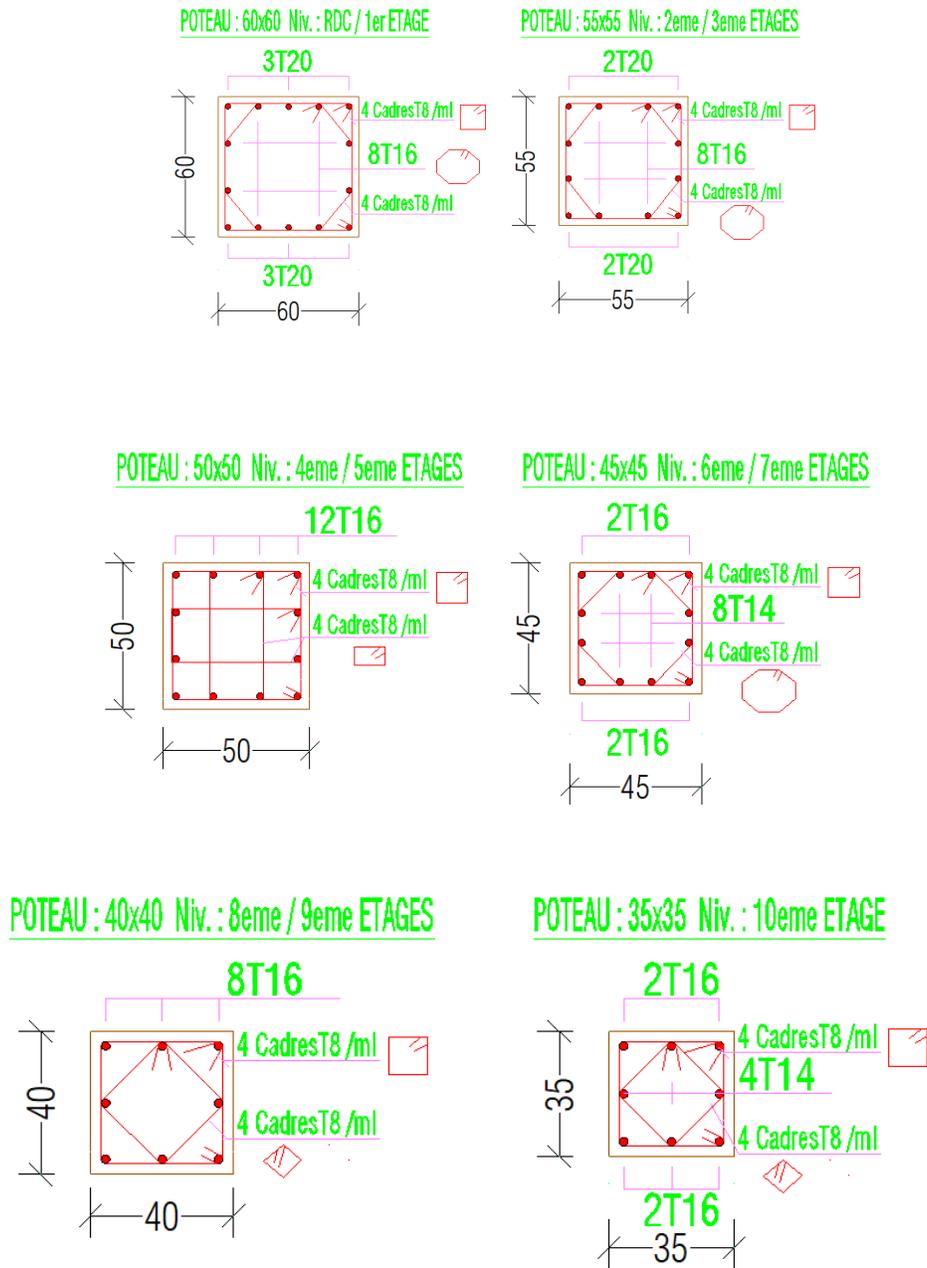
### V.3.9 Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de :  $L_r = 50\phi_l$  en zone III.

Pour :

- $\phi = 20mm \dots \dots \dots L_r = 100cm.$
- $\phi = 16mm \dots \dots \dots L_r = 80cm.$
- $\phi = 14mm \dots \dots \dots L_r = 70cm$

## FERRAILLAGE DES POTEAUX



**Figure VI.4 :** Les schémas de ferrailage des poutres des étages courant et RDC.

### **V.4 Ferrailage des voiles**

#### **V.4.1 Généralités**

Les voiles et les murs présentent deux dimensions importantes par rapport à la troisième connues sous le nom d'épaisseur, et sont généralement verticaux et chargés parallèlement à leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armé ou armé, auxquels on réservera le nom du murs.
- En béton armé ou non armé, et appelés voiles.

Le voile joue un rôle essentiel dans la protection contre les forces verticales et horizontales. Le ferrailage des voiles implique donc la détermination des armatures en flexion qui subissent les sollicitations verticales provoquées par les charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que l'impact des sollicitations horizontales provoquent par les tremblements de terre.

#### **V.4.2 Le rôle des voiles de contreventement**

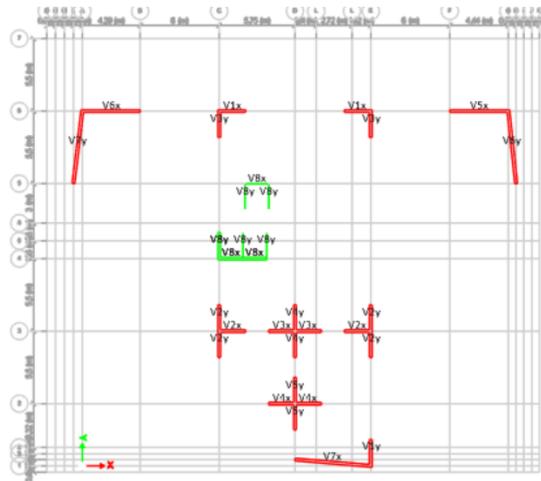
L'utilisation des voiles en béton armé, pour la construction des structures dans les zones sismiques est strictement requise par le code parasismique Algérien RPA99 v2003.

Les voiles jouent plusieurs rôles :

- Reprendre les charges verticales, dues aux charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers, et aussi les charges horizontales dues aux séismes et le vent.
- Augmenter la rigidité de l'ouvrage.
- Eloigner la possibilité d'instabilité.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.



**Figure VI.5 :** Disposition des voiles.

Et puisque la disposition est symétrique on a décidé de grouper les voiles comme suit :

**Tableau V.33 :** Longueur et épaisseurs des voiles.

Les voiles	Les longueurs (m)	Epaisseurs (cm)	Groupe
<b>1</b>	2	20	V1x V1y V2x V2y V3x V3y V4x V4y V5y V8y
<b>2</b>	4.44	20	V6x
<b>3</b>	4.39	20	V5x
<b>4</b>	5.77	20	V7x
<b>5</b>	5.5316	20	V6y
<b>6</b>	5.5407	20	V7y
<b>7</b>	1.8	20	V8x

### V.4.3 Armatures verticales

Le calcul se fait à la flexion composée, et la détermination de ferrailage se fait par la méthode des contraintes (méthode NAVIER).

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{MV}{I}$$

Avec :

$N$ : L'effort normal appliqué.

$M$ : Moment fléchissant du voile.

$A$ : Section transversale du voile.

$V$ : La distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

$I$ : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité.

On distingue 3 cas :

- **1<sup>ère</sup> cas :**

Si  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$  : section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue" SEC.

La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA99 v2003. [1]

$$A_{min} = 0.15\% e L$$

- **2<sup>ème</sup> cas:**

si  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$  : section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée" SET.

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$$A_V = \frac{F_t}{F_e} \text{ On compare } A_V \text{ par la section minimale exigée par le RPA 99 v2003[1].}$$

Si  $A_V < A_{min}$  . on ferraille avec la section minimale.

Si  $A_V > A_{min}$  . on ferraille avec  $A_V$ .

- **3<sup>ème</sup> cas :**

si  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$  sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée SPC.

Donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

### V.4.4 Armatures horizontales

Il est nécessaire de disposer les armatures horizontales en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales afin d'éviter leur flambement, et de les équiper de crochets à  $135^\circ$  avec une longueur de  $10 \varnothing_l$ .

- **Remarque :** le pourcentage minimum d'armature (verticale et horizontale) est donné comme suite :

$$A_{min} = 0.15\% (e \times l) : \text{Dans la section globale de voile.}$$

$$A_{min} = 0.10\% (e \times l) : \text{Dans la zone courante.}$$

### V.4.5 Armatures transversales

Selon l'article 7.7.4.3 du RPA99 v2003, les armatures transversales ont pour objectif principal de maintenir les deux nappes d'armatures verticales. En général, elles sont des épingles qui permettent d'éviter le flambement des aciers verticaux en raison de la compression.

Il est nécessaire de relier les deux nappes d'armatures verticales au moins par quatre épingles par mètre carré.

### V.4.6 Diamètre max des armatures

D'après le RPA99, il faut que le diamètre  $D \leq a/10$  (à l'exception des zones d'about).

Où :  $a$  est l'épaisseur du voile.

$$D \leq 20/10 \Rightarrow D \leq 2cm.$$

### V.4.7 Espacement

D'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 v2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq \min(1.5e ; 30 \text{ cm})$$

On a :

$$S \leq \min(1.5e ; 30 \text{ cm})$$

$$S \leq 30 \text{ cm.}$$

On adopte :  $S = 20 \text{ cm.}$

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm. Donc dans les zones d'about l'espacement sera :

$$S' = S/20 = 20/2 \Rightarrow S' = 10 \text{ cm.}$$

Donc, on va adopter un espacement égal à 10 cm.

### V.4.8 Vérification de cisaillement

D'après RPA99v2003 [1], la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suite :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 6 \text{ MPa. Avec : } \tau_b = \frac{1.4T}{b_0d}$$

$V$  : L'effort tranchant maximum du voile pour chaque étage.

$b_0$  : L'épaisseur du voile.

$d$  : Hauteur utile  $d = 0.9h$ .

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

**Tableau V.34** : Vérification des voiles au cisaillement.

Voile	$T_{max}(KN)$	$\tau_b(MPa)$	$\bar{\tau}_b(MPa)$	Vérification
1	456.831	1.6	6	Vérifier
2	1258.295	1.98	6	Vérifier
3	1302.8473	2.08	6	Vérifier
4	2095.3219	2.54	6	Vérifier
5	2259.9638	2.85	6	Vérifier
6	2070.6066	2.62	6	Vérifier
7	784.3498	3.05	6	Vérifier

D'après le tableau on remarque que la condition est vérifiée dans tous les niveaux.

### V.4.9 Calcul de ferrailage

- **Exemple de calcul :**

On va prendre comme exemple le voile V1x du RDC

#### V.4.9.1 Déterminations des sollicitations

Les sollicitations obtenues par le logiciel ETABS

**Tableau V.35 :** Sollicitations dans les voiles ELU.

Voile	1	2	3	4	5	6	7
$M_{max}(KN.m)$	698.9616	113.4192	41.7833	52.7602	342.0998	193.4073	94.9933
$N_{corr}(KN)$	-4215.7189	-2374.5791	-2278.595	-2804.093	-3222.8897	-3105.8622	-2714.59
<b>Sollicitation</b>	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC

**Tableau V.36 :** Sollicitations dans les voiles G+Q+E.

Voile	1	2	3	4	5	6	7
$M_{max}(KN.m)$	4425.7725	2918.8041	2884.1293	7221.2534	7336.3259	6095.705	1524.1495
$N_{corr}(KN)$	-2860.8437	198.648	378.0578	-1273.6712	504.1287	199.6111	-1547.1304
<b>Sollicitation</b>	SPC	SEC	SEC	SPC	SEC	SEC	SPC

**Tableau V.37 :** Sollicitations dans les voiles 0.8G+E.

Voile	1	2	3	4	5	6	7
$M_{max}(KN.m)$	32600.424	2888.2623	2901.8578	7237.608	7244.0944	6154.1232	1554.3576
$N_{corr}(KN)$	-2734.9815	688,5697	847,9481	-705.5004	1185.8433	859.0069	-982.6368
<b>Sollicitation</b>	SPC	SEC	SEC	SPC	SEC	SEC	SPC

#### V.4.9.2 Armatures horizontales

##### Méthode de calcul des armatures horizontales

D'après le CBA93 [4]

$$A_h \geq \frac{e \times \gamma_s \times S_t \times (\tau_b - 0.3 \times k \times f_{tj})}{0.9 \times f_e \times (\cos(\alpha) + \sin(\alpha))}$$

Avec :

(K = 0) Cas de reprise de bétonnage n'ayant pas reçu le traitement ci-après.

( $\gamma_s = 1,15$  Cas général) ; ( $f_e = 500 MPa$ ) ; ( $\alpha = 90^\circ$  Armatures droites).

- Les voiles 1 du RDC

$$A_h \geq \frac{20 \times 1.15 \times 20 \times (1.6 - 0.3 \times 0 \times 2.4)}{0.9 \times 500 \times (1)} = 1.64 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Selon RPA99 v2003, on prend le même ferrailage que les armatures verticales

$$A_{h(\text{min-RPA})} = 0.15\% \times 20 \times 200 = 6 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Les ferrailages les plus défavorables de tous les voiles et les vérifications sont résumés dans les tableaux suivant :

**Tableau V.38 : Résultat de ferrailage horizontal.**

Voiles	1	2	3	4	5	6	7
<i>e(m)</i>	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
<i>d(m)</i>	2	4.44	4.39	5.77	5.5316	5.5407	1.8
<i>τ<sub>b</sub>(MPa)</i>	1.6	1.98	2.08	2.54	2.85	2.62	3.05
<i>S<sub>t</sub>(cm)</i>	20	20	20	20	20	20	20
<i>A<sub>h cal</sub></i> (cm <sup>2</sup> )	1.63	2.02	2.13	2.6	2.91	2.68	3.12
<i>A<sub>h(min-RPA)</sub></i> (cm <sup>2</sup> )	6	13.32	13.17	17.31	16.59	16.62	5.4
<i>A<sub>h</sub>(cm<sup>2</sup>)</i>	6	13.32	13.17	17.31	16.59	16.62	5.4
<b>Choix</b>	5T12	5T12	5T12	5T12	5T12	5T12	5T12

### V.4.9.3 Armatures verticales

On a :

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I}$$

D'où :

$$V = \frac{L}{2} = \frac{2}{2} = 1.00 \text{ m}$$

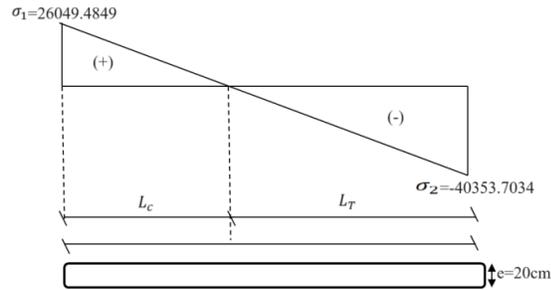
$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0.2 \times 2^3}{12} = 0.1333 \text{ m}^4$$

$$B = e \times L = 0.2 \times 2 = 0.4 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{-2860.8437}{0.4} + \frac{4425.7725 \times 1}{0.1333} = 26049.4849 \text{ KN/m}^2 > 0$$

$$\sigma_2 = \frac{-2860.8437}{0.4} - \frac{4425.7725 \times 1}{0.1333} = -40353.7034 \text{ KN/m}^2 < 0$$

Donc la section est partiellement comprimée (SPC).



**Figure VI.6 :** Les contraintes sur le voile.

➤ **Calcul de  $L_T$  :**

$$L_T = L \left( \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 2 \times \left( \frac{40.35}{26.05 + 40.35} \right) = 1.22 \text{ m.}$$

$$L_C = L - L_T = 2 - 1.22 = 0.78 \text{ m}$$

$$d_1 \leq \min \left( \frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_C \right) = 0.52 \text{ m}$$

$$N_t = \frac{40353.7034}{2} \times 1.22 \times 0.2 = 4923.15 \text{ KN}$$

Avec :

$$A_v = \frac{N_t}{f_e} = \frac{4923.15 \times 10^3}{500} \times 10^{-2} = 98.46 \text{ cm}^2$$

$$A_{v \text{ cal/face}} = \frac{98.46}{2} = 49.23 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales :**

Section minimal exigé par le RPA99 v2003 : [1]

$$A_{v \text{ min}} = 0.2\% e L_T$$

$$A_{v \text{ min}} = 0.2\% \times 20 \times 122 = 4.88 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = \max \left( 0.002B; \frac{B f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{\text{min}} = \max(8 \text{ cm}^2; 19.2 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\text{min}} = 19.2 \text{ cm}^2$$

## Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants

- **Espacement :**

En zone courante :  $S_t \leq \min(1.5e ; 30) = 30 \text{ cm}$ .

Soit  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

En zone d'about :  $S_{ta} = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$ .

**Tableau V.39 :** Résultat de ferrailage vertical.

Voile	1	2	3	4	5	6	7
$e(\text{cm})$	20	20	20	20	20	20	20
$L(\text{m})$	2	4.44	4.39	5.77	5.5316	5.5407	1.8
$\sigma_1$	26049.4849	4664.93	4920.182	5403.32	7648.487	6136.972	9814.911
$\sigma_2$	-40353.7034	-4217.52	-4059.003	-7610.722	-6737.125	-5776.708	-18410.08
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
$L_T(\text{m})$	1.22	2.11	1.98	3.37	2.59	2.68	1.17
$L_C(\text{m})$	0.78	2.33	2.41	2.39	2.94	2.85	0.63
$d_1(\text{m})$	0.52	1.55	1.61	1.59	1.96	1.9	0.42
$N_t(\text{KN})$	4923.15	889.897	805.501	2568.12	1745.306	1551.957	2161.474
$A_v \text{ cal/face}$ ( $\text{cm}^2$ )	49.23	17.78	16.11	51.36	34.91	31.04	43.23
$A_v \text{ min/face}$ ( $\text{cm}^2$ )	4.88	8.44	7.92	13.49	10.36	10.75	4.7
$A_v \text{ adp/face}$ ( $\text{cm}^2$ )	98.3	18.84	22.61	63.59	43.08	43.08	43.96
Choix des barres	2×10T25	2×12T12	2×10T12	2×18T25	2×14T14	2×14T14	2×7T20
$S_t$ ( $\text{cm}^2$ )	20	20	20	20	20	20	20
$A_h \text{ cal}$ ( $\text{cm}^2$ )	1.63	2.02	2.13	2.6	2.91	2.68	3.12
$A_{h(\text{min-RPA})}$ ( $\text{cm}^2$ )	6	13.32	13.17	17.31	16.59	16.62	5.4
$A_h(\text{cm}^2)$	6	13.32	13.17	17.31	16.59	16.62	5.4
Choix des barres	5T12	5T12	5T12	5T12	5T12	5T12	5T12

COUPE TRANSVERSALE SUR VOILE DE CONTREVENTEMENT TYPE : 01

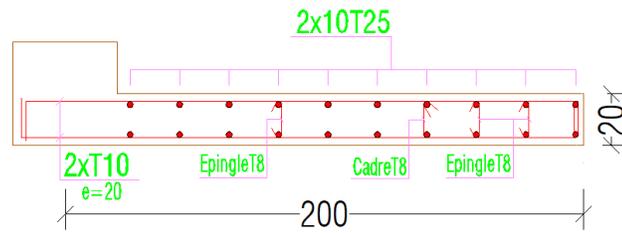


Figure VI.7 : schéma de ferrailage de voile 1.

COUPE TRANSVERSALE SUR VOILE DE CONTREVENTEMENT TYPE : 02

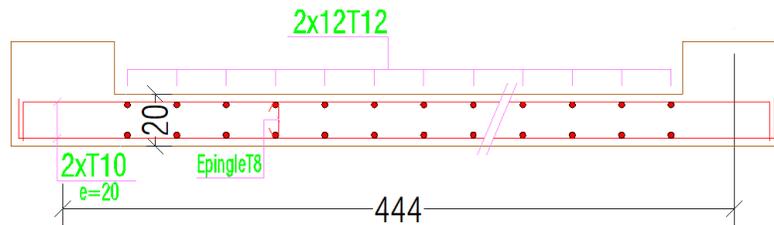


Figure VI.8 : schéma de ferrailage de voile 2.

COUPE TRANSVERSALE SUR VOILE DE CONTREVENTEMENT TYPE : 03

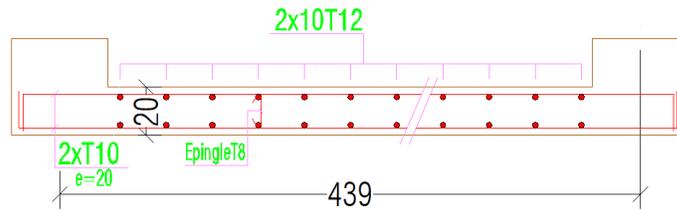


Figure VI.9 : schéma de ferrailage de voile 3.

COUPE TRANSVERSALE SUR VOILE DE CONTREVENTEMENT TYPE : 04

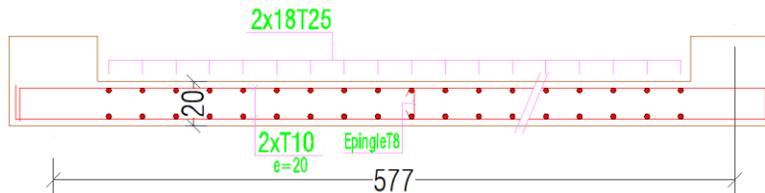
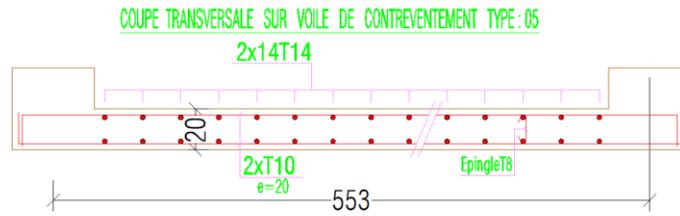
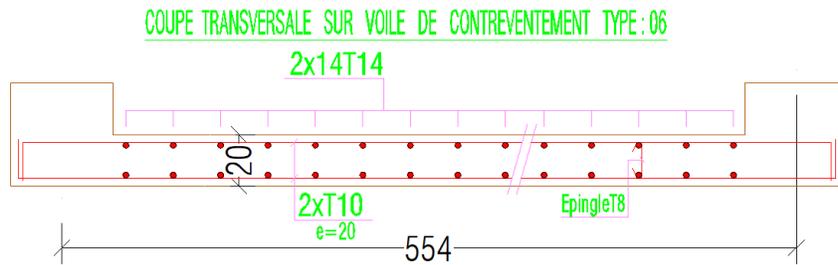


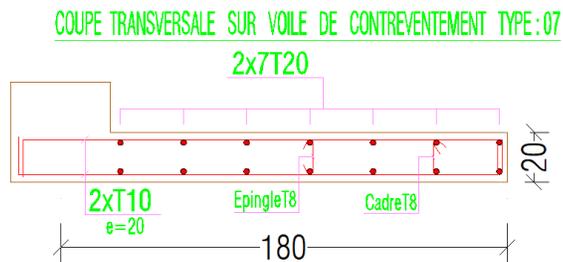
Figure VI.10 : schéma de ferrailage de voile 4.



**Figure VI.11** : schéma de ferrailage de voile 5.



**Figure VI.12** : schéma de ferrailage de voile 6.



**Figure VI.13** : schéma de ferrailage de voile 7.

***Chapitre VI:***  
*Etude des fondations*

### VI.1 Introduction générale

La fondation désigne la partie inférieure d'un ouvrage qui repose sur un terrain d'assise, où toutes les charges et surtaxes sont transférées, ce qui en fait la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondation :

### VI.2 Choix du type de fondation

Les types de fondation sont :

- Les fondations profondes (pieux).
- Les fondations superficielles (semelle isolée, filante, radier) .

La détermination des ouvrages de fondation est en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physique et mécanique du sol. Le choix du type de fondation dépend de plusieurs paramètres :

- ✓ Type d'ouvrage à construire.
- ✓ Caractéristiques du sol.
- ✓ La charge totale transmise au sol.
- ✓ Solution économique et facilité de la réalisation.
- ✓ Stabilité total des bâtiments.

#### **a. Choix**

Pour le choix du type de fondation, il faut vérifier la formule suivante :

$$\frac{S_{néc}}{S_{batiment}} \Rightarrow \begin{cases} \leq 20\% \rightarrow \textit{semelle isolée.} \\ 20\% \leq \dots \leq 50\% \rightarrow \textit{semelle filante.} \\ \geq 50\% \rightarrow \textit{radier général.} \end{cases}$$

D'où :

$S_{batiment}$ : La surface du bâtiment.

$$S_{batiment} = 930.2 \text{ m}^2$$

$S_{néc}$ : La surface nécessaire du la semelle à l'ELS.

$$S_{néc} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Le poids propre de fondation est prié comme 10% de poids propre de toute la structure

Avec :

$$N_{ser} = 94153.3324 \text{ KN (Résultat sur l'ETABS a l'ELS).}$$

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$$

$$S_{néc} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{94153.3324}{200} = 470.8 \text{ m}^2$$

On se trouve

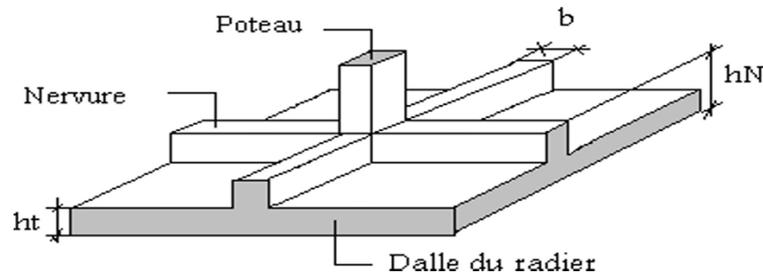
$$\frac{S_{néc}}{S_{batiment}} = \frac{470.8}{930.2} \times 100 = 51 \%$$

D'où  $51 \% > 50\%$

Donc on adopte un radier général.

### VI.3 Etude du radier général

La dalle pleine sous toute la surface de la construction est appelée radier. Il est possible que cette dalle soit massive (d'une épaisseur importante) ou nervurée. Dans ce cas, la dalle est mince mais elle est renforcée par des nervures croisées de grande hauteur. Nous optons pour un radier nervuré (plus économique que pratique) renversé dans notre cas. Le radier supporte un effort normal en étant égal à la somme des efforts normaux de tous les poteaux.



**Figure VI.1 :** Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

#### VI.3.1 Pré dimensionnement du radier

##### a) Dalle

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

##### ❖ Condition forfaitaire

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

$L_{max}$  : la longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$h_d \geq \frac{600}{20} = 30 \text{ cm}$$

##### ❖ Condition de cisaillement

On doit vérifier que  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.1f_{c28}, 4\text{MPa}) = 3 \text{ MPa}$ .

Avec :  $T_u = \frac{qL}{2}$  ;  $q = \frac{N_u 1ml}{S_{rad}}$

$N_u = 128546.5603 \text{ KN}$  ;  $L = 6 \text{ m}$  ;  $b = 1 \text{ m}$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L 1ml}{2 b d S_{rad}} = \frac{N_u L 1ml}{2 b 0.9h S_{rad}} \leq \bar{\tau}_u$$

$$h_2 \geq \frac{N_u L 1ml}{2 b 0.9 \bar{\tau}_u S_{rad}} = \frac{128974.9979 \times 10^3 \times 6000}{2 \times 470.8 \times 10^6 \times 1000 \times 3 \times 0.9} \times 10^2 = 30.43 \text{ cm}$$

On prendre  $h_2 = 40 \text{ cm}$

$$h \geq \max(h_d ; h_2) = 40 \text{ cm.}$$

### b) Nervure

La hauteur de nervure du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

#### ❖ Condition de coffrage

$$h \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{600}{10} = 60 \text{ cm}$$

$$h \geq 60 \text{ cm.}$$

#### ❖ Condition de la flèche

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_n \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$\frac{600}{15} \leq h_n \leq \frac{600}{10} \Rightarrow 40 \text{ cm} \leq h_n \leq 60 \text{ cm}$$

On prend  $h = 50 \text{ cm}$ .

#### ❖ Condition de la raideur

Pour étudier la raideur de la nervure, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}} \times \frac{\pi}{2} \geq L_{max}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique.

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface.  $K = 40 \text{ MPa}$

- $K = 5 \text{ MPa}$   $\longrightarrow$  Pour un très mauvais sol.
- $K = 40 \text{ MPa}$   $\longrightarrow$  Pour un sol de densité moyenne.
- $K = 120 \text{ MPa}$   $\longrightarrow$  Pour un très bon sol.

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h_{n2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L_{max}}{\pi}\right)^4}$$

$$h_{n2} \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{20000} \left(\frac{2 \times 6}{\pi}\right)^4} = 1m$$

On prend  $h_{n2} = 100 \text{ cm}$

$b$  : La distance entre axe des nervures.

$I$  : Inertie de la section de radier.  $I = \frac{bh^3}{12}$

$E$  : Le module de Young.

Pour un chargement de longue durée;  $E = 20000 \text{ MPa}$ .

**Tableau VI.1** : Choix la hauteur de nervure.

$h_{nervure}$ (m)	$I_{nervure}$ (m <sup>4</sup> )	$L_e$ (m)	$\frac{\pi}{2}(L_e + a)$ (m)	Vérification	Observation
1	0.1372	4.62	8.2	> 6	Vérifier

Le choix final :

On opte pour une hauteur de la nervure ( $h_n = 100 \text{ cm}$ ) et une largeur ( $b_n = 60 \text{ cm}$ ).

On opte pour une hauteur du radier ( $h_t = 40 \text{ cm}$ ).

### VI.3.2 Caractéristiques géométriques du radier

- **Position du centre de gravité**

$$\begin{cases} X_G = 16.39 \text{ m} \\ Y_G = 13.37 \text{ m} \end{cases}$$

- **Moment d'inertie**

$$\begin{cases} I_{xx} = 53871.1 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 96650.3 \text{ m}^4 \end{cases}$$

### VI.3.3 Vérifications nécessaires

### VI.3.3.1 Vérification de la stabilité du radier

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de l'ouvrage vis à-vis des efforts horizontaux.

Le rapport  $\frac{M_s}{M_R}$  doit être supérieur au coefficient de sécurité ( $\frac{M_s}{M_R} > 1.5$ )

Avec :

$M_s$  : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres.

$M_R$  : Moment de renversement du aux forces sismique.

$M_0$  : Moment à la base de la structure.

$$M_R = M_0 + V_0 \times h$$

$V_0$  : L'effort tranchant à la base de la structure.

$h$  : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

- **Sens x-x**

$$M_0 = 2342.8971 \text{ KN.m} ; V_0 = 6730.4618 \text{ KN}$$

$$h = h_{\text{sous sol}} + h_{\text{nervure}} = 3.89 \text{ m}$$

Donc

$$M_R = 28524.3935 \text{ KN.m}$$

On a  $N_{ser} = N_{ser}(\text{structure}) + \text{poids propre de radier nervuré}$ .

$$N_2 = 4708 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } N_{ser} = 94153.3324 + 4708 = 98861.33 \text{ KN}$$

$$B_x = 35.43 \text{ m} \rightarrow \frac{B_x}{4} = \frac{35.43}{4} = 8.858 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{M_R}{N_{ser}} = \frac{28524.3935}{98861.33} = 0.29 \text{ m} \leq 8.858 \text{ m} \text{ Vérifier}$$

$$M_s = N_{ser} \times Y_G = 98861.33 \times 16.39 = 1620337.199 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = \frac{1620337.199}{28524.3935} = 56.8 > 1.5$$

- **Sens y-y**

$$M_0 = 4832.469 \text{ KN.m} ; V_0 = 3728.9877 \text{ KN}$$

$$h = h_{\text{sous sol}} + h_{\text{nervure}} = 3.89 \text{ m}$$

Donc

$$M_R = 19338.23 \text{ KN.m}$$

On a  $N_{ser} = N_{ser}(\text{structure}) + \text{poids propre de radier nervuré}$ .

$$N_2 = 4708 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } N_{ser} = 94153.3324 + 11770 = 98861.33 \text{ KN}$$

$$B_y = 26.92 \text{ m} \rightarrow \frac{B_y}{4} = \frac{26.92}{4} = 6.73 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{M_R}{N_{ser}} = \frac{19338.23}{98861.33} = 0.19 \text{ m} \leq 6.73 \text{ m} \text{ Vérifier}$$

$$M_s = N_{ser} \times Y_G = 98861.33 \times 13.37 = 1321775.982 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = \frac{1321775.982}{19338.23} = 68.3 > 1.5$$

### Conclusion

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1.5, donc notre structure est stable dans les deux sens.

### VI.3.4 Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les Poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

La fissuration est considérée préjudiciable

#### a) Ferrailage de la dalle du radier

##### ➤ Valeur de la pression sous radier

$$\text{ELU} : q_u = 273.04 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_{ser} = 199.99 \text{ KN/m}$$

##### ➤ Calcul des efforts

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur quatre (04) cotés.

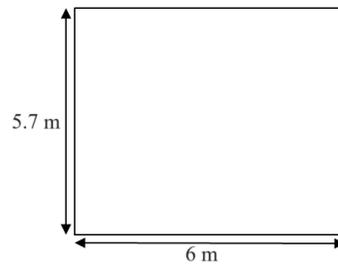


Figure VI.2 : Panneau de la dalle du radier.

### ➤ Calcul des moments

Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x q L^2$

Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont en fonction de  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  et de  $\nu$

$\nu$  : Coefficient de poisson

0 à l'ELU

0.2 à l'ELS

#### - Panneau de rive

Moment en travée :  $M_{tx} = 0.85 M_x$

$$M_{ty} = 0.85 M_y$$

Moment en appui :  $M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x$  (appui de rive)

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x \text{ (appui intermédiaire)}$$

#### - Panneau intermédiaire

Si  $\rho = \frac{L_x}{L_y} > 0.4 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  Sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "BAEL91 modifié 99 "

$$\rho = 0.95 > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0410 \\ \mu_y = 0.8875 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q L^2 = 0.0410 \times 273.04 \times 5.7^2 = 363.71 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.8875 \times 363.71 = 322.79 \text{ KN.m}$$

#### Moment en travée

$$M_{tx} = 0.75 \times 363.71 = 272.78 \text{ KN.m}$$

## Chapitre VI : Etude des fondations

$$M_{ty} = 0.75 \times 322.79 = 242.09 \text{ KN.m}$$

### Moment en appui

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \times 363.71 = 181.85 \text{ KN.m}$$

#### ➤ Calcul de ferrailage de la dalle

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; d = 36 \text{ cm} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.4 \text{ MPa} ; f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; \sigma_s = 435 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.2 : Ferrailage des panneaux du radier.**

Position	Sens	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	Esp
Travée	x-x	272.78	0.124	0.166	33.61	18.66	10T16	20.11	20
	y-y	242.09	0.11	0.146	33.9	16.42	6T14+4T16	17.28	
Appui	x-x	181.85	0.083	0.108	34.44	12.14	8T14	12.32	20
	y-y		0.083	0.108	34.44	12.14	8T14	12.32	

#### ➤ Espacement

$$Esp \leq \text{Min}(3h ; 33\text{cm}) \rightarrow S_t \leq \text{Min}(120\text{cm} ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

##### • Travée

$$\text{Sens x-x} : \frac{100}{6} = 16.7 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \rightarrow \text{on opte } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y-y} : \frac{100}{6} = 16.7 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \rightarrow \text{on opte } S_t = 20 \text{ cm}$$

##### • En appui

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \rightarrow \text{on opte } S_t = 20 \text{ cm}$$

#### ➤ Vérification nécessaire

##### • Condition de non fragilité

$$A_{s \text{ min}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.97 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

##### • Vérifications des contraintes à l'ELS

$$\rho = 0.95 > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0483 \\ \mu_y = 0.9236 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q L^2 = 0.0483 \times 199.99 \times 5.7^2 = 313.84 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.9236 \times 313.84 = 289.86 \text{ KN.m}$$

## Chapitre VI : Etude des fondations

### Moment en travée

$$M_{tx} = 0.75 \times 313.84 = 235.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times 289.86 = 217.395 \text{ KN.m}$$

### Moment en appui

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \times 313.84 = 156.92 \text{ KN.m}$$

**Tableau VI.3** : Vérification des contraintes à l'ELS.

Position	Sens	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
Travée	x-x	235.38	20.11	12.24	18	365.81	250	Non
	y-y	217.395	17.28	11.82	18	391.95	250	Non
Appui	x-x	156.92	12.32	9.25	18	396.55	250	Non
	y-y							

### Remarque :

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée ni en travée ni en appuis donc on augmente la section de l'acier.

**Tableau VI.4** : Vérification des contraintes à l'ELS (correction).

Position	Sens	$M_{ser}$ (KN.m)	Choix	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
Travée	x-x	235.38	10T20	31.42	10.54	18	239.87	250	Vérifier
	y-y	217.395	10T20	31.42	9.73	18	221.54	250	Vérifier
Appui	x-x	156.92	10T16	25.13	8.16	18	243.88	250	Vérifier
	y-y								

### Remarque :

La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètre T12 généralement, appelées CHAISES, donc on prévoit : 2 chaises de HA12

#### ➤ Vérification de la contrainte tangentielle du béton

On doit vérifier que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{qL}{2} = \frac{273.04 \times 6}{2} = 819.12 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{819.12 \times 10^3}{1000 \times 360} = 2.27 \text{ MPa} \leq 3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

## Chapitre VI : Etude des fondations

### a) Ferrailage des nervures

#### ➤ Calcul des efforts

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire « **BAEL91 modifier 99** »

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 M_0$$

$$\text{Sur appui : } M_t = 0.5 M_0$$

#### ➤ Calcul des armatures

$$b = 60 \text{ cm ; } h = 100 \text{ cm ; } d = 90 \text{ cm}$$

- Sens porteur :  $L = 6 \text{ m ; } q = 273.04 \text{ KN/ml}$

**Tableau VI.5** : ferrailage de la nervure (sens porteur).

Position	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	1044.378	0.126	0.169	83.92	28.6	10T25	49.04
<b>Appui</b>	614.34	0.074	0.096	86.54	16.32	10T20	31.42

- Sens porteur :  $L = 5.7 \text{ m ; } q = 273.04 \text{ KN/ml}$

**Tableau VI.6** : ferrailage de la nervure (sens non porteur).

Position	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	942.54	0.114	0.152	84.53	25.63	10T25	49.04
<b>Appui</b>	554.44	0.067	0.087	86.87	14.67	8T20	25.13

#### ➤ Vérification nécessaire

##### 1. Condition de non fragilité

$$A_{s \min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.96 \text{ cm}^2 \text{ [2]}$$

Donc la condition est vérifiée pour toutes les sections adoptées.

##### 2. Vérification des contraintes à l'ELS

**Tableau VI.7** : Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	Sens	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
<b>Porteur</b>	Travée	764.96	49.04	8.88	18	197.14	250	Vérifier
	Appui	449.98	31.42	6.15	18	179.43	250	Vérifier
<b>Non porteur</b>	Travée	690.38	49.04	8.42	18	199.4	250	Vérifier
	Appui	406.11	25.13	4.71	18	104.66	250	

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton**

On doit vérifier que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{qL}{2} = \frac{273.04 \times 6}{2} = 819.12 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{819.12 \times 10^3}{1000 \times 900} = 0.91 \text{ MPa} \leq 3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Armatures transversales**

• **BAEL 91 modifié 99 [2]**

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0.9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{t28}K}{0.8f_e} \quad K = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa}\right) \end{cases}$$

• **RPA99 version 2003 [1]**

$$\begin{cases} A_t = 0.003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = 24 \text{ cm} \rightarrow \text{Zone nodale.} \\ S_t \leq \frac{h}{2} = 50 \text{ cm} \rightarrow \text{Zone courante.} \end{cases}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1.6 \text{ cm.}$$

$$b = 60 \text{ cm}; h = 100 \text{ cm}; f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}; \tau_u = 0.91 \text{ MPa}; f_e = 500 \text{ MPa}$$

On trouve :

$$S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$$

$$S_t = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

**Tableau VI.8 : Choix des armateurs transversaux.**

	Section	Zone	$S_t$ (cm)	$\phi_t$ (cm)	$A_t^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )
Nervure	100×60	Nodale	15	1.6	2.7	3T12	3.39
		Courante	30		5.4	6T12	6.79

## Chapitre VI : Etude des fondations

### ➤ Armateur de peau

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins  $3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$$h = 100 \text{ cm}$$

$$A_p = 3 \times 1 = 3 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 4\text{T}12$$

### Conclusion

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

### ➤ Schéma de ferrailage

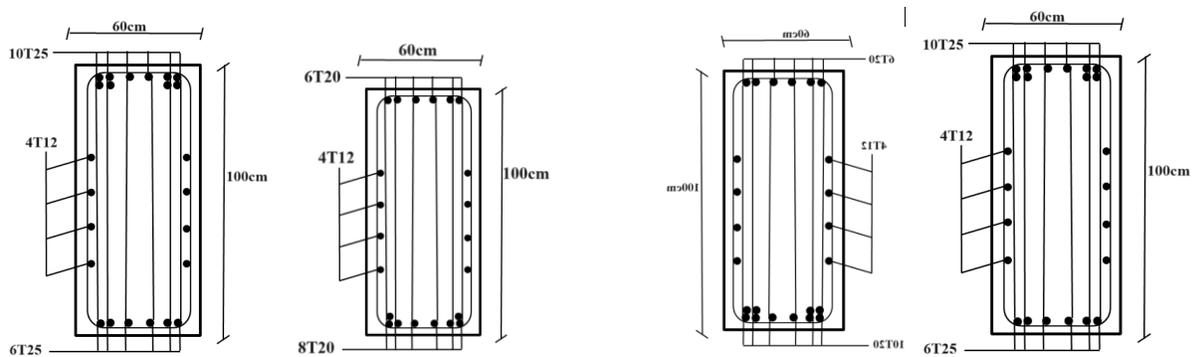


Figure VI.4 : schéma de ferrailage des nervures (sens non porteurs et porteurs).

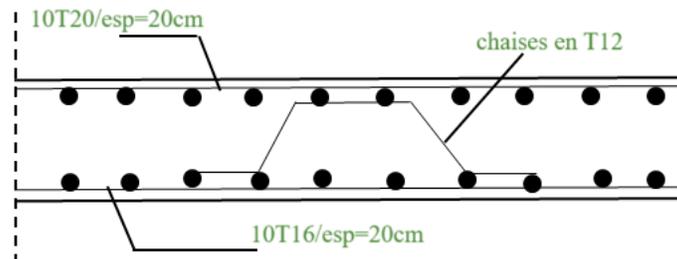


Figure VI.4 : schéma de ferrailage du radier.

### VI.4 Voile périphérique

#### VI.4.1 Introduction

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC. Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

#### VI.4.2 Pré dimensionnement

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du RPA99 version 2003[1], qui stipule d'après l'article 10.1.2.

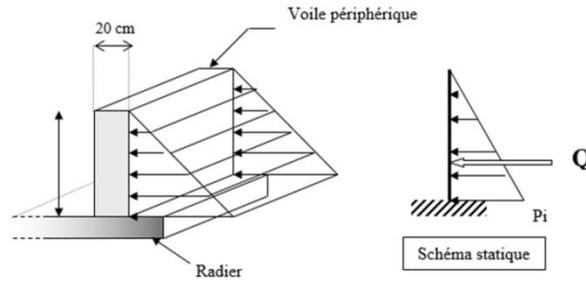
- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
  - Epaisseur  $e \geq 15$  cm
  - Les armatures sont constituées de deux nappes.
  - Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1%B dans les deux sens (horizontal et vertical).
  - Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
  - La longueur de recouvrement est de  $50\varnothing$  avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : B : Section du voile.

#### VI.4.3 Evaluation des charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable. Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$$L_x = 2.89 \text{ m} ; L_y = 6 \text{ m} ; e = 20 \text{ cm.}$$



**Figure VI.5 :** Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

**BAEL91 modifié 99[2]**, la charge de poussées des terres est donnée par

$$Q = A \times h \times \gamma$$

Avec :

$Q$ : Contrainte sur une bande de 1m.

$\gamma$ : Poids spécifique des terres ( $\gamma = 20.5 \text{ KN/m}^3$ ).

$h$ : Hauteur du voile.

$A$ : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varphi = 26.69^\circ \rightarrow A = f(\varphi) = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.38. \quad \text{avec : } \pi = 180^\circ$$

$$Q = 0.38 \times 2.89 \times 20.5 = 22.51 \text{ KN/ml} \rightarrow Q_u = 1.35 \times Q = 30.39 \text{ KN/ml}$$

### VI.4.4 Effort dans le voile périphérique

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.89}{6} = 0.48 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x q L^2$
- Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont en fonction de  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  et de  $v$

$v$  : Coefficient de poisson

- 0 à l'ELU
- 0.2 à l'ELS

$\mu_x$  et  $\mu_y$  Sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "BAEL91 modifié 99 "[2]

$$\rho = 0.48 > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0994 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q L^2 = 0.0994 \times 30.39 \times 2.89^2 = 25.23 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.2500 \times 25.23 = 6.31 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0.85 \times 25.23 = 21.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times 6.31 = 5.36 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appui**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \times 25.23 = 12.62 \text{ KN.m}$$

### VI.4.5 Ferrailage du voile périphérique

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.4 \text{ MPa} ;$$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; \sigma_s = 435 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.9 : Ferrailage du voile périphérique.**

Position	Sens	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	Esp
Travée	x-x	21.45	0.032	0.04	17.71	2.78	6T12	2×6.79	20
	y-y	5.36	0.0079	0.01	17.93	0.69	6T10	2×4.71	
Appui	x-x	12.62	0.019	0.024	17.83	1.63	6T10	2×4.71	20
	y-y		0.019	0.024	17.83	1.63	6T10	2×4.71	

### VI.4.6 Condition exigée par les RPA99/version 2003 [1]

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0.1% de la section dans les deux sens disposées en deux nappes.

$$A_l > 0.1 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_t > 0.1 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

### VI.4.7 Condition de non fragilité

Pour les voiles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm.

D'après le « **BAEL91 modifié 99** » [2]

On a :  $12 \text{ cm} \leq e \leq 30 \text{ cm}$

$h = e = 20 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$

$$A_x > A_{x \min} ; A_{x \min} = \rho_0 \left( 3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \frac{bh}{2}$$

$$A_y > A_{y \min} ; A_{y \min} = \rho_0 bh$$

Avec :

$\rho_0$ : Taux d'armatures dans chaque direction ( $\rho_0 = 0.0006$ )

$$A_{x \min} = 0.0006 \left( 3 - \frac{2.89}{6} \right) \times \frac{100 \times 20}{2} = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$A_{y \min} = 0.0006 \times 100 \times 20 = 1.2 \text{ cm}^2$$

- **En travée**

$$A_x = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{x \min} = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{y \min} = 1.2 \text{ cm}^2$$

- **Sur appuis**

$$A_x = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{x \min} = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{y \min} = 1.2 \text{ cm}^2$$

### VI.4.8 Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{bd} < \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{30.39 \times 2.89 \times 6}{2 \times 2.89 + 6} = 44.73 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_y}{3} = \frac{30.39 \times 6}{3} = 60.78 \text{ KN}$$

$$T_u^{max} = \max(T_x; T_y) = 60.78 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{60.78 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.34 < \bar{\tau}_u = 1.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier.}$$

### VI.4.9 Vérification à L'ELS

➤ **Evaluation des sollicitations à l'ELS**

$$Q_{ser} = Q = 22.51 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0.48 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1026 \\ \mu_y = 0.3491 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q L^2 = 0.1026 \times 22.51 \times 2.89^2 = 19.29 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.3491 \times 19.29 = 6.73 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0.85 \times 19.29 = 16.39 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times 6.73 = 5.72 \text{ KN.m}$$

• **Moment en appui**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \times 16.39 = 8.19 \text{ KN.m}$$

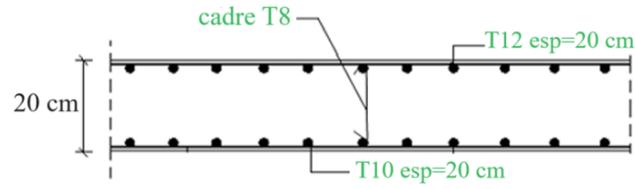
➤ **Vérification des contraintes**

Il faut vérifier que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

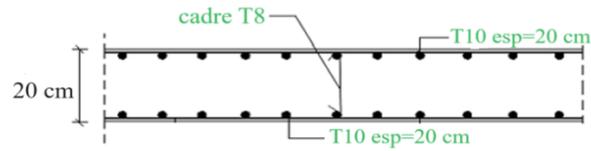
Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

**Tableau VI.10 : Vérification des contraintes.**

Position	Sens	$M_{ser}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
<b>Travée</b>	x-x	16.39	6.79	3.93	18	148.18	250	Vérifier
	y-y	5.72	4.71	1.58	18	73.41	250	Vérifier
<b>Appui</b>	x-x	8.19	4.71	2.26	18	105.11	250	Vérifier
	y-y							



**Figure VI.6 :** Ferrailage du Voile Périphérique sens x-x.



**Figure VI.7 :** Ferrailage du Voile Périphérique sens y-y.

## Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant d'utiliser ses connaissances théoriques acquises durant les cinq années d'étude. Le projet qui nous a été assigné implique d'analyser un bâtiment ((RDC+10) avec une terrasse inaccessible + sous-sol). Je base sur des documents techniques et réglementaires, d'utiliser des logiciels de calcul modernes tels que ETABS, SOCO TEC et Excel pour minimiser les erreurs de calcul manuel et gagner du temps dans l'étude, et de souligner les principes fondamentaux à prendre en considération lors de la conception et du calcul des structures en béton armé en zone sismique.

Après la présentation de mon projet ainsi que les caractéristiques des différents matériaux utilisés, je suis passé au pré dimensionnement des différents éléments n'est que temporaire lors du calcul d'une structure.

L'objectif de pré dimensionnement est de sélectionner les sections des éléments structuraux du bâtiment qui peuvent évoluer considérablement après l'étude dynamique.

Disposition des voiles est beaucoup plus importante que leur quantité dans la structure. Le comportement de celle-ci face aux charges horizontales est fortement influencé par elle.

Les résultats obtenus lors de la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans notre bâtiment sont insatisfaisants. Il a été constaté que les voiles résistent à plus de 20 % des charges verticales, ce qui va à l'encontre du concept initial. Ainsi, nous avons opté pour une modification du facteur de comportement en utilisant une valeur de R de 3.5.

Le ferrailage des poutres et des poteaux a été fait avec la méthode classique par l'utilitaire de calcul SOCO TEC, en vérifiant les critères imposés par RPA99ver2003 [1] et BAEL99 [2].

Le ferrailage des voiles a été effectué à l'aide de la méthode des forces (M,N). Les valeurs de M et N ont été obtenues à partir du logiciel ETABS, puis utilisées dans un fichier Excel.

Puisque le laboratoire a établi la capacité portante du sol (2 bars), nous avons choisi de faire une fondation en radier général de 40 cm de haut avec des nervures de 60 x 100 cm comme type de fondation.

## REFERENCES

[1] D.T.R – B.C. 2.48, "Règles Parasismiques Algériennes 99 version 2003", (Document technique réglementaire) C.G.S. (révision 2003).

[2] DTU Règles BAEL 91 révisées 99 règles de calcul DTU P 18-702. (mars1992, février 2000, par M.R.LACROIX, Edition S140 –Juin 2005).

[3] D.T.R. B.C. 2.2] MINISTERE DE L'URBANISME ET DE LA CONSTRUCTION, Charges permanentes et charges d'exploitation.

[4] Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé. CBA93, Ministère de 'Habitat. (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2-41) (29 décembre 1993).

[5] Mémoire de ABDELLAH EL HADJ Ihcene, RAMDANE Abir. «CONCEPTION D'UN BATIMENT A USAGE MULTIPLE EN BETON ARME (Rez de chaussée + 10 étages + Sous-sol). » Université Saad dahleb– BLIDA 1

[6] Mémoire de Aichouba Bouchra, Amrane Meriem, Douma Nour Elhouda. «Etude d'un Bâtiment en RDC+7+Attique avec sous-sol à usage multiple (Habitations, Commerce et Bureaux), Implanté à Tizi Ouzou .» centre universitaire Morsli Abd Allah de Tipaza

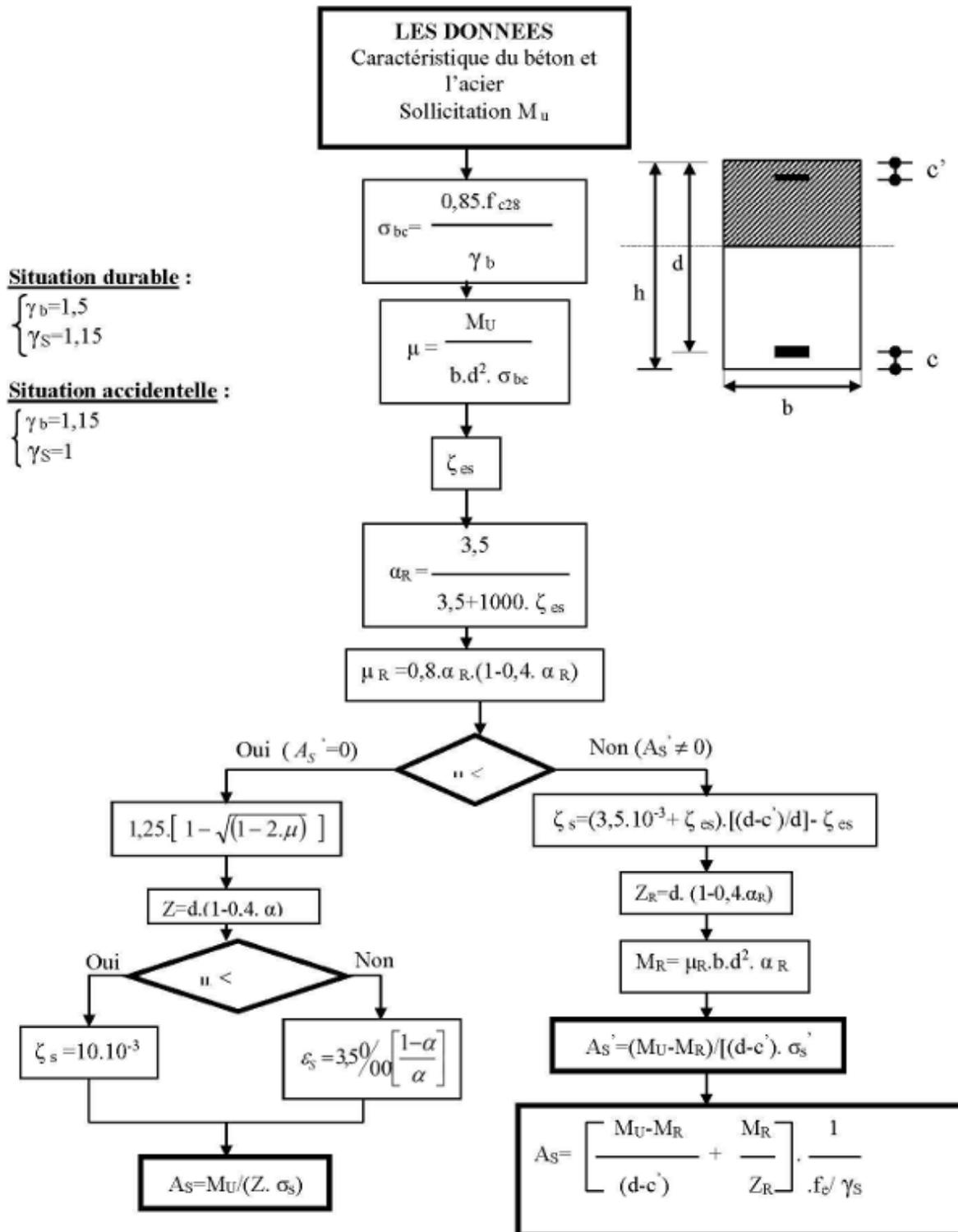
### Logiciels utilisés :

- ✓ ETABS 2017
- ✓ ETABS 2018
- ✓ AUTOCAD 2013
- ✓ SOCOTEC
- ✓ WORD 2010
- ✓ EXCEL 2010

# Annexe

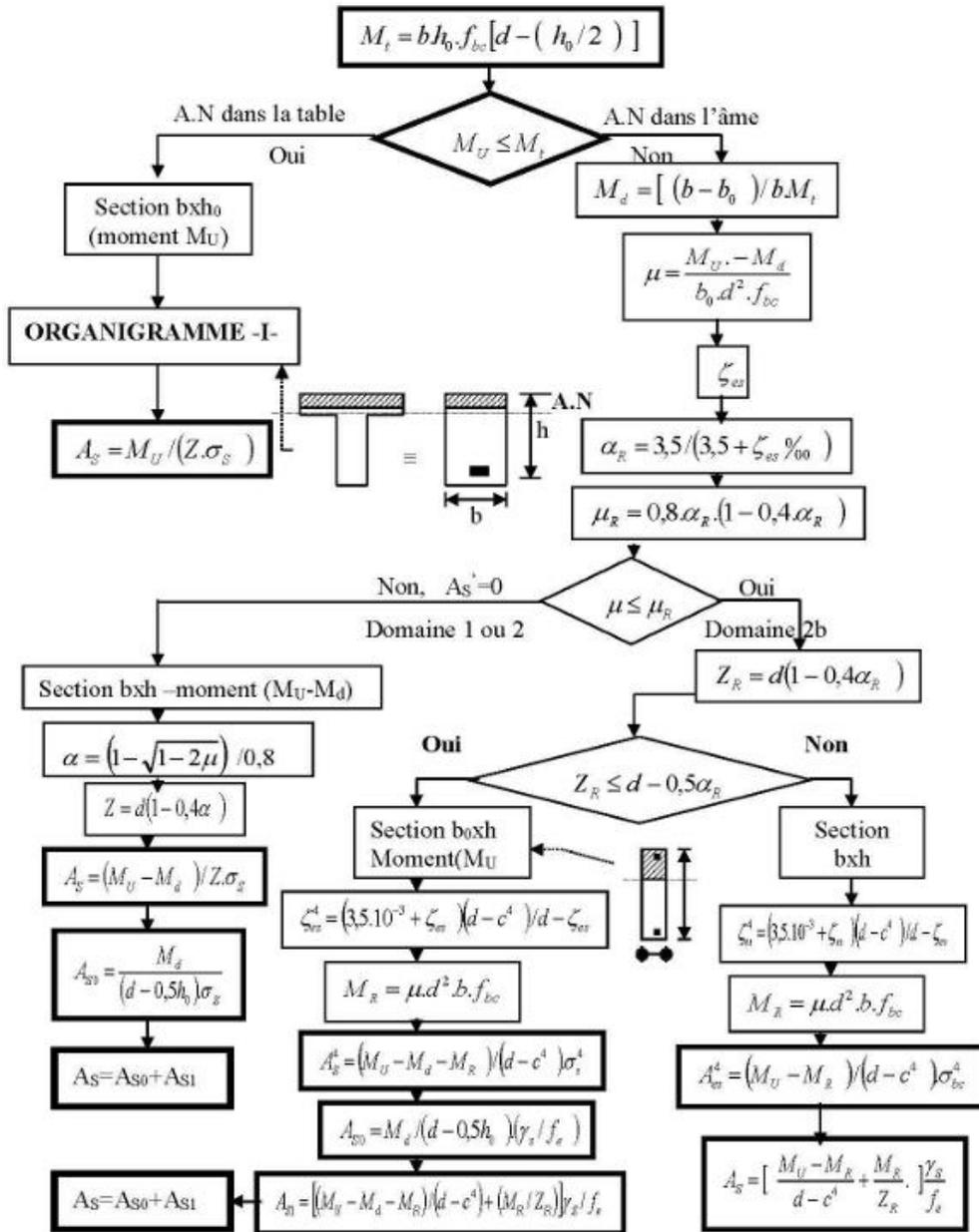
## ORGANIGRAMME -I-

### SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



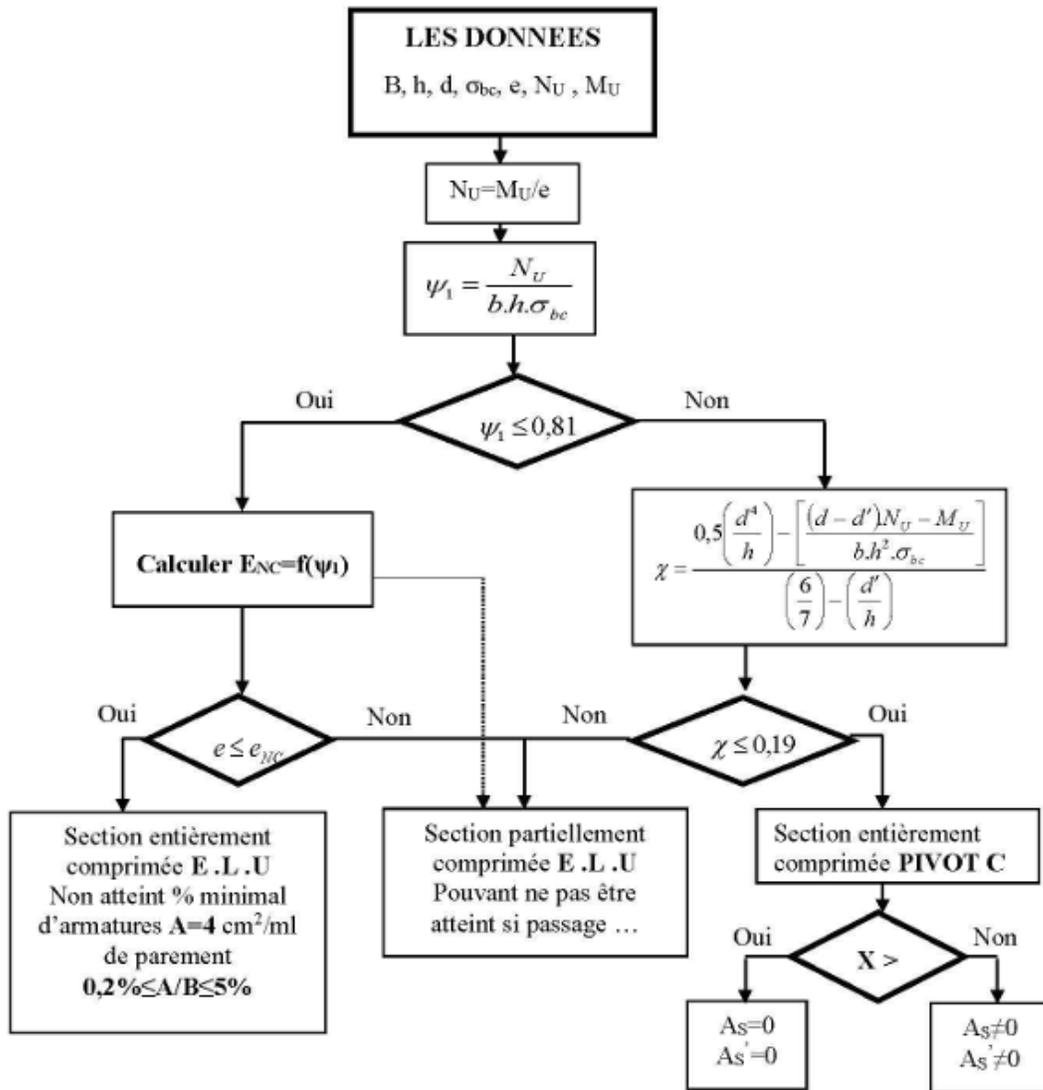
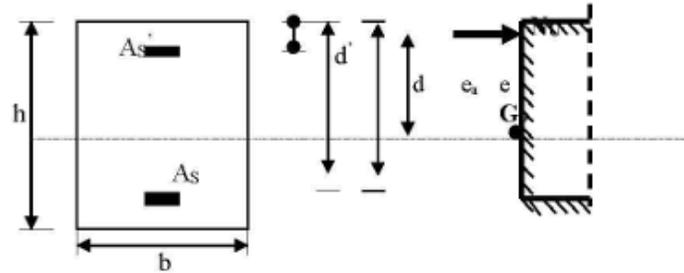
## ORGANIGRAMME -II-

### CALCUL D'UNE SECTION EN -Té- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



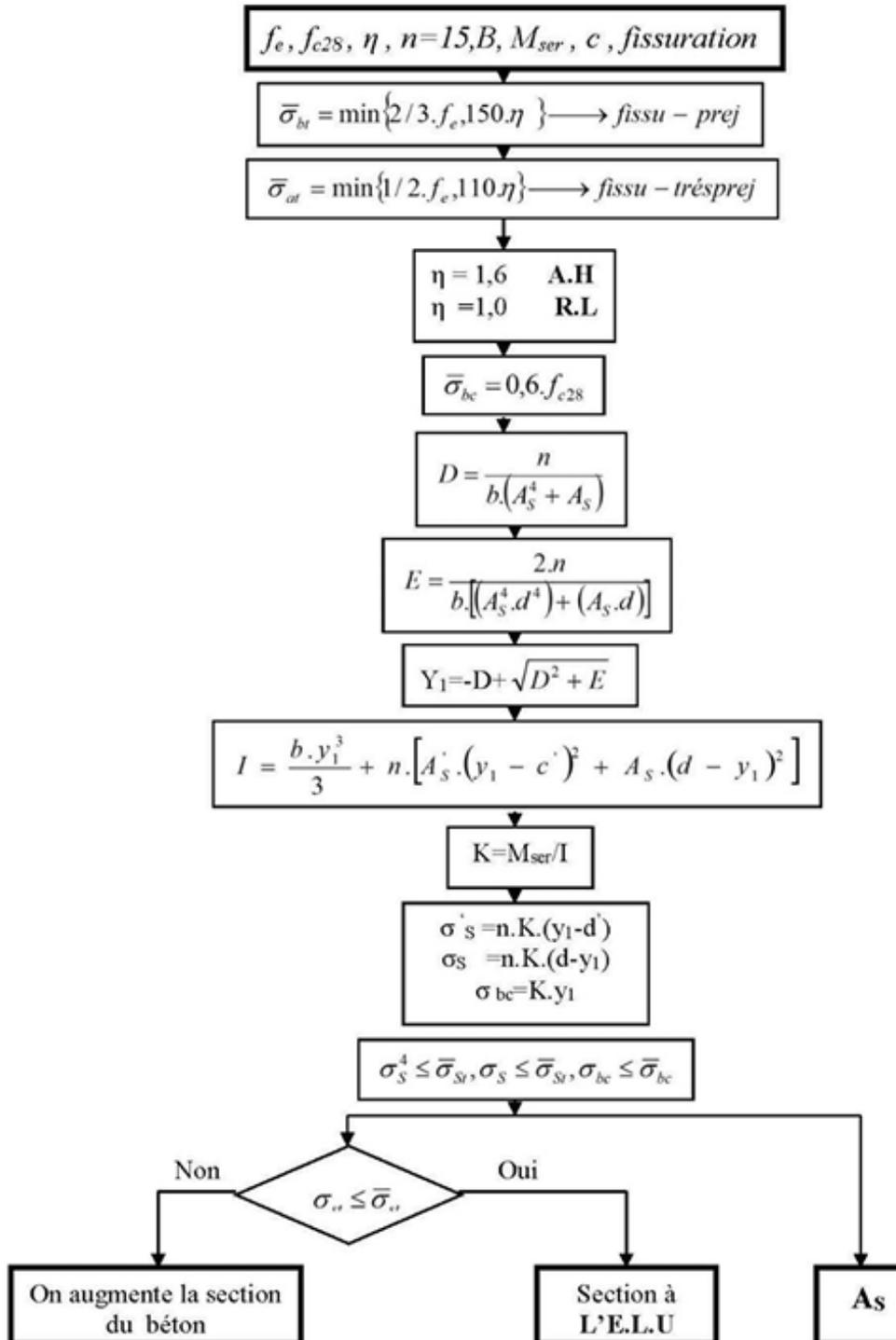
### ORGANIGRAMME -III-

#### CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE

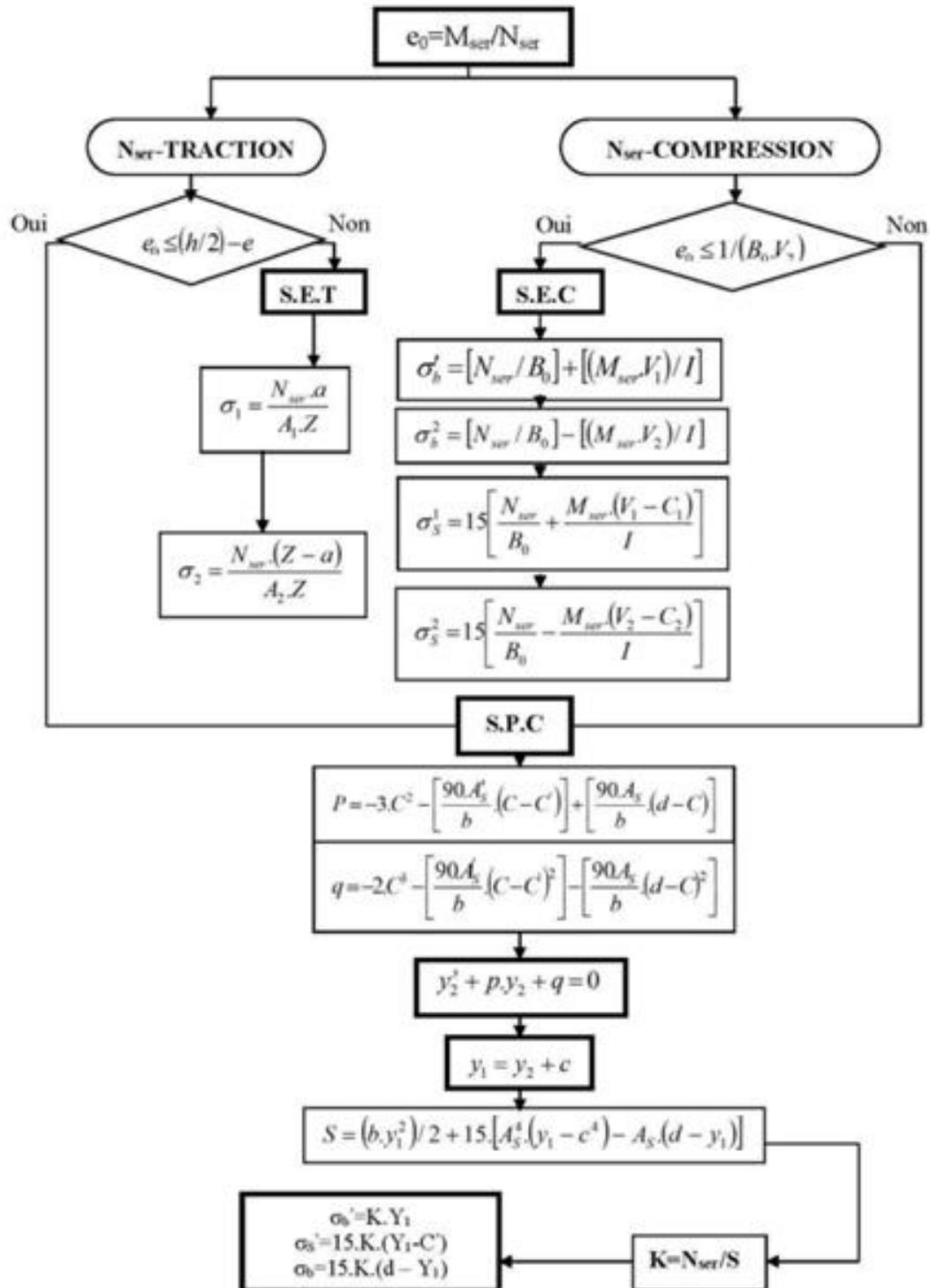


### ORGANIGRAMME -IV-

#### VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S

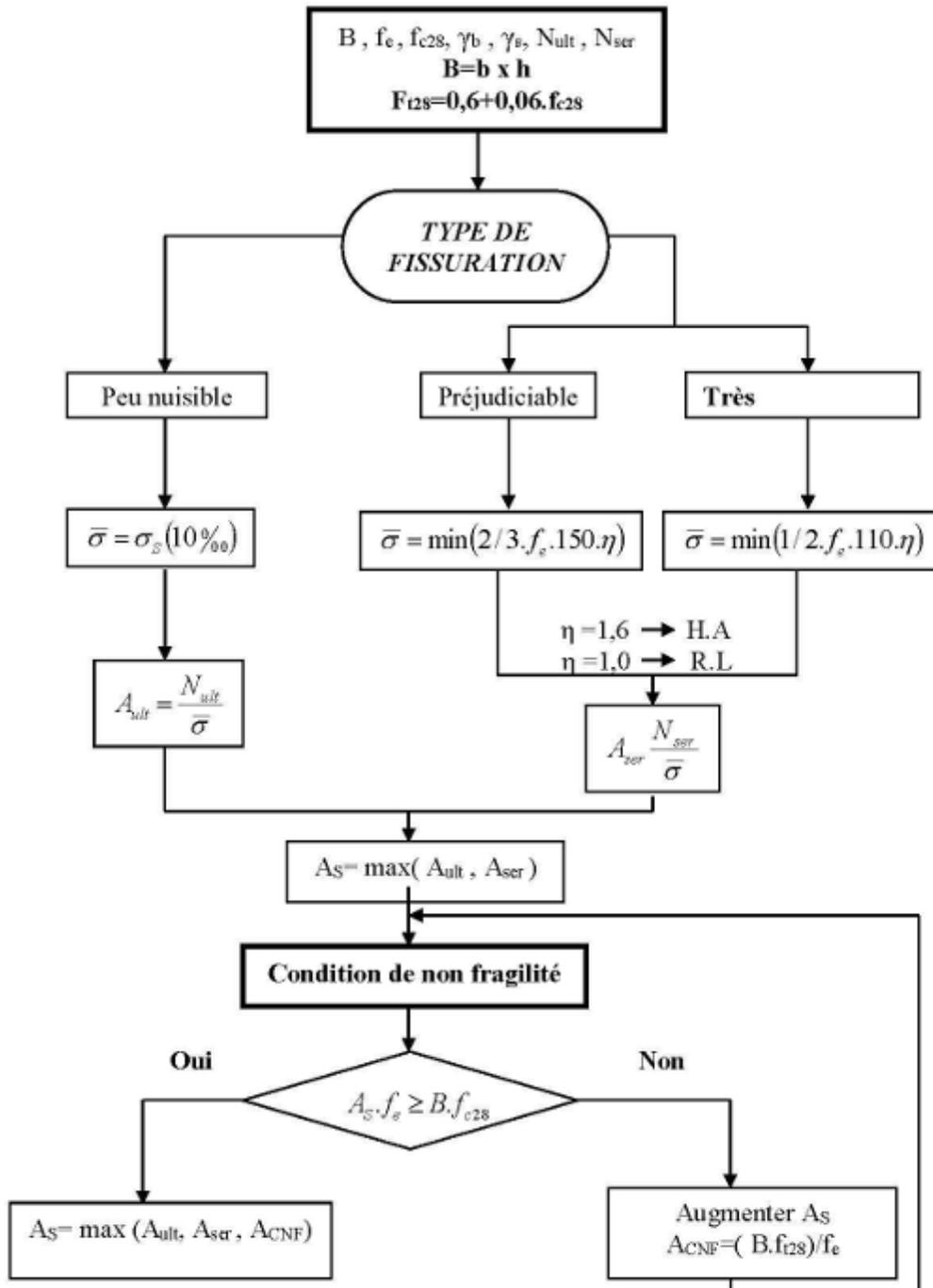


**ORGANIGRAMME-V-**  
**FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S**



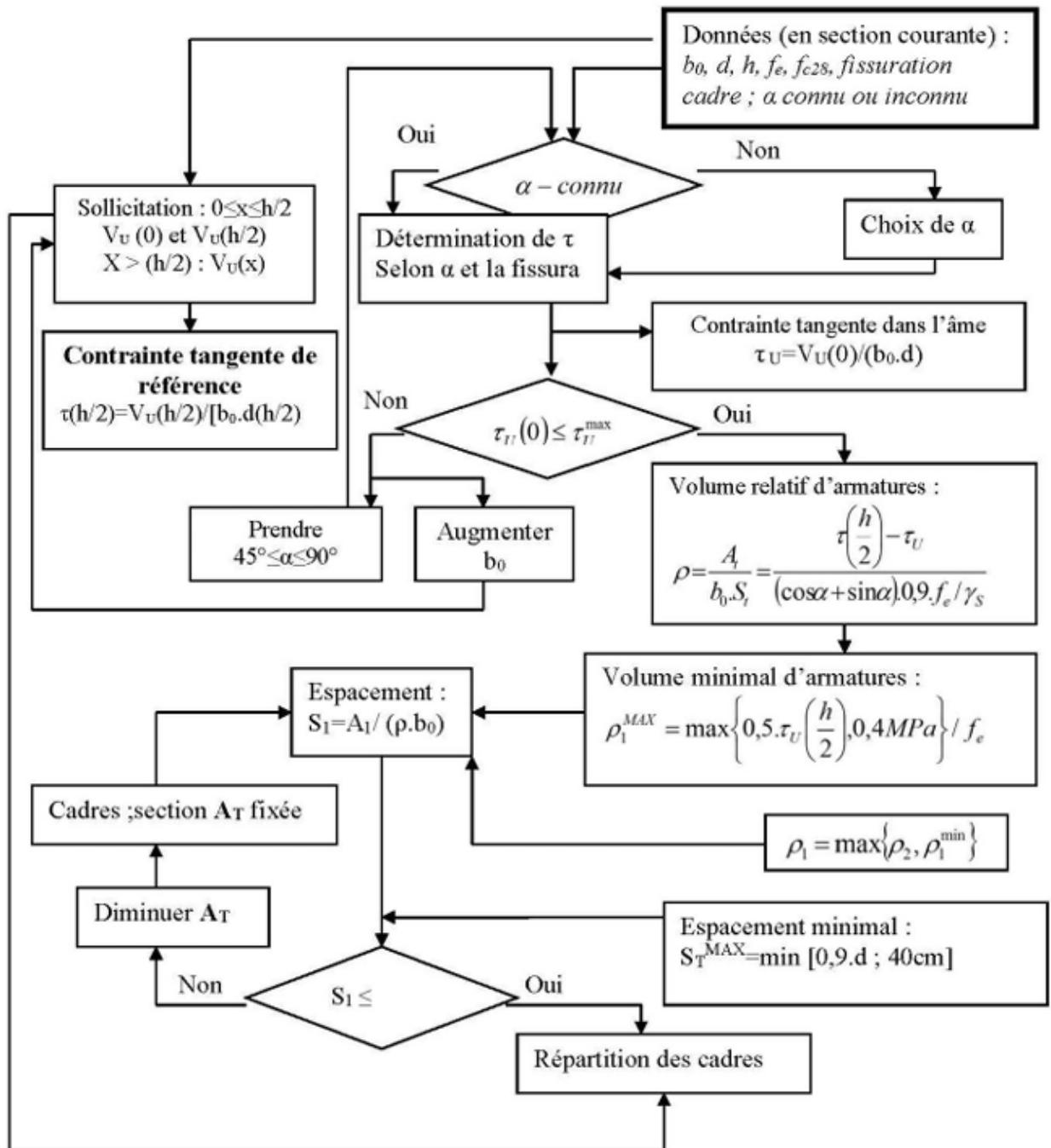
# ORGANIGRAMME -VI-

## TRACTION SIMPLE



## ORGANIGRAMME -VII-

### CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT



Section en cm<sup>2</sup> de N armatures de diamètre Ø en mm

N \ Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.31	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.04	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

**Tableau des armatures**

**Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour**

$g = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000